

EVALUACIÓN DE MODELOS DE INTERACCIÓN HUMANO-  
ESTRUCTURA Y ESTRATEGIAS DE CONTROL  
ESTRUCTURAL A TRAVES DE UN PROBLEMA DE  
REFERENCIA

PROYECTO DE GRADO  
PRESENTADO A LA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA  
Y AL COMITÉ EVALUADOR DE  
LA UNIVERSIDAD DEL VALLE  
EN CUMPLIMIENTO PARCIAL DE LOS  
REQUERIMIENTOS PARA SER NOMBRADO  
MAGÍSTER EN INGENIERÍA

Santiago Gómez Molina  
2019

EVALUACIÓN DE MODELOS DE INTERACCIÓN HUMANO-ESTRUCTURA Y  
ESTRATEGIAS DE CONTROL ESTRUCTURAL A TRAVES DE UN PROBLEMA  
DE REFERENCIA

ESTUDIANTE:  
SANTIAGO GÓMEZ MOLINA

DIRECTORES:  
PETER THOMSON  
JOHANNIO MARULANDA C.

UNIVERSIDAD DEL VALLE  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA  
PROGRAMA ACADÉMICO DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA  
ÉNFASIS EN INGENIERÍA CIVIL  
SANTIAGO DE CALI  
2019

# Contenido

Resumen .....	10
Capítulo 1. Introducción.....	12
1.1 Descripción del problema .....	12
1.2 Objetivos .....	15
1.2.1 Objetivo General .....	15
1.2.2 Objetivos Específicos .....	15
1.3 Justificación .....	15
Capítulo 2. Revisión literaria .....	18
2.1 Marco de referencia .....	18
2.2 Marco teórico .....	22
Capítulo 3. Estructura de referencia: <i>UV HSI Footbridge Testbed</i> .....	24
3.1 Caracterización experimental.....	26
3.1.1 Instrumentación .....	26
3.1.2 Análisis modal operacional .....	27
3.1.3 Análisis modal experimental .....	27
Capítulo 4. Medición de la respuesta del puente ante cargas antrópicas .....	30
4.1 Instrumentación.....	31
4.2 Resultados estadísticos.....	32

4.2.1	Método.....	32
4.2.2	Estadísticas de características peatonales .....	34
4.2.3	Estadísticas de respuesta de vibración.....	39
4.2.4	Correlación entre caminata y respuesta de vibración .....	42
Capítulo 5.	Modelos de interacción humano-estructura.....	46
5.1	Modelo de la estructura.....	46
5.2	Modelo de fuerza móvil .....	48
5.3	Modelo SMD de un GDL móvil .....	51
5.4	Caso de estudio de IHE.....	54
Capítulo 6.	Modelos de control estructural .....	61
6.1	Amortiguador de masa sintonizado .....	61
6.2	Amortiguador semiactivo de masa sintonizado .....	62
6.3	Casos de estudio de control estructural.....	63
Capítulo 7.	Evaluación de modelos de IHE y control estructural .....	69
7.1	Métrica para los modelos de IHE.....	69
7.1.1	Criterio de evaluación: respuesta RMS .....	70
7.1.2	Criterio de evaluación: respuesta pico.....	71
7.2	Modelos de interacción humano-estructura .....	72
7.3	Métrica para los modelos de control estructural .....	73
7.4	Modelos de control estructural.....	74
Conclusiones.....		76
Referencias .....		79

# Lista de Tablas

Tabla 3-2. Resumen de resultados de parámetros modales identificados por OMA.....	27
Tabla 3-3. Resumen de resultados de parámetros modales identificados por EMA. ....	28
Tabla 4-1. Características antropométricas de la muestra evaluada. ....	34
Tabla 4-2- Parametrización de la longitud de pie en función de la altura. ....	35
Tabla 5-1. Factores dinámicos de carga reportado en la literatura. ....	49
Tabla 5-2. Valores de rigidez y amortiguamiento equivalente del cuerpo humano, tomados de Gómez et al. [93]. ....	52
Tabla 5-3. Propiedades dinámicas de la estructura de referencia. ....	54
Tabla 5-4. Valores de masa, rigidez y amortiguamiento usados en el modelo SMD.....	57
Tabla 6-1. Propiedades dinámicas de las configuraciones del dispositivo TMD analizadas. ....	64
Tabla 7-1. Parámetros de respuesta <i>rms</i> de los EIHE del sujeto 0393. ....	71
Tabla 7-2. Parámetros de respuesta pico de los EIHE del sujeto 0393 ....	72
Tabla 7-3. Resultados de los criterios de evaluación de la métrica de IHE. ....	72
Tabla 7-4. Resultados del criterio global de la métrica de IHE.....	73
Tabla 7-5. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el TMD-FM. ....	74
Tabla 7-6. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el TMD-MSMD. ....	74
Tabla 7-7. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el STMD-FM. ....	74
Tabla 7-8. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el STMD-MSMD. ....	74

Tabla 7-9. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el STMD-MSMD.....	75
--	----

# Lista de Figuras

Figura 1-1. Puentes peatonales con problemas de vibraciones reportados: (a) Millennium bridge en Londres, Inglaterra, (b) Solférino passerelle en Paris, (c) Singapore Changi Airport Footbridge, (d) Ponte del Mare en Pescara, Italia, (e) Pedro e Inês footbridge en Coímbra, Portugal, y (f) Goodwill bridge en Brisbane, Queensland, Australia.....	13
Figura 2-1. Modelos analíticos usados para representar la marcha humana: (a) Modelo de 7 elementos (optimización de energía) y (b) Modelo bípedo resorte .....	19
Figura 2-2 Puente peatonal <i>Pedro e Inês footbridge</i> en Coímbra, Portugal .....	21
Figura 3-1. <i>UV HSI Footbridge Testbed</i> .....	24
Figura 3-2. Vista en planta y alzada de la estructura del <i>UV HSI Footbridge Testbed</i> . .....	25
Figura 3-3. Posición de los acelerómetros durante la campaña experimental de identificación modal .....	26
Figura 3-4. Frecuencias y formas modales identificadas usando EMA .....	29
Figura 4-1. Secuencia de una persona caminando al largo de la estructura durante los EIHE .....	30
Figura 4-2. Posición de los acelerómetros durante la campaña experimental de mediciones de la respuesta del puente ante cargas antrópicas .....	31
Figura 4-3. Interfaz gráfica para preprocesamiento de los registros de vibración de los EIHE. ....	32
Figura 4-4. Interfaz gráfica para procesamiento digital de imágenes para la estimación de parámetros cinemáticos .....	33
Figura 4-5. Estadísticas de la muestra evaluada (100 personas): (a) género, (b) altura, (c) peso.....	35
Figura 4-6. Histograma de percepción de velocidad en los EIHE.....	35
Figura 4-7. Matriz de diagramas de dispersión para los parámetros cinemáticos .....	36

Figura 4-8. Relación entre la velocidad de la marcha y la longitud del paso.....	37
Figura 4-9. Relación entre la frecuencia de paso identificada a través de registros de aceleración y procesamiento digital de imágenes.....	38
Figura 4-10. Análisis de la relación entre: (a) frecuencia de paso y la longitud de paso, y (b) frecuencia de paso, índice de masa corporal y longitud de paso. ....	38
Figura 4-11. Resultados de los EIHE: (a) aceleraciones pico normalizadas con el peso del peatón, (b) RMS de aceleraciones, (c) fuerzas de reacción pico normalizadas con el peso del peatón, y (d) RMS de fuerzas de reacciones. ....	39
Figura 4-12. Análisis de respuesta en aceleración pico en función de la masa de los peatones: (a) $M < 61.0$ kg, (b) $61.0 < M < 72.0$ kg (c) $72.0 < M < 83.0$ kg (d) $83.0 < M < 94.0$ kg (e) $M > 94.0$ kg (f) comparación de tendencias de los grupos de peatones.....	40
Figura 4-13. Análisis de respuesta en aceleración pico en función del IMC de los peatones: (a) hombres y (b) mujeres.....	42
Figura 4-14. Frecuencia de vibración predominante de la estructura durante los EIHE.....	42
Figura 4-15. Curvas experimentales de magnitud y fase de FRF del primer modo de vibración vertical de la estructura con diferentes números de personas caminando a lo largo de la estructura: (a) Modo 1 - Curvas de magnitud de FRF. (tomado de Živanović et al. [28])...	43
Figura 4-16. STFT de los registros de aceleraciones del voluntario con frecuencia de paso 1.5 Hz. ....	44
Figura 4-17. STFT de los registros de aceleraciones de los ensayos controlados del voluntario 0393. ....	45
Figura 5-1. Modelo FM de un peatón (modificado de Caprani et al. [15]).....	48
Figura 5-2. Fuerzas típicas de reacción del suelo y modelo de fuerza aproximado (tomado de Caprani et al. [15]).....	49
Figura 5-3. Función de transición de cargas en los apoyos de la caminata Ren et al. [80]. .	50
Figura 5-4. Modelo MSMD de un peatón (modificado de Caprani et al. [15]).....	51
Figura 5-5. Simulación de la respuesta estructural del modelo FM P-C: (a) aceleraciones y (b) fuerzas de reacción.....	55
Figura 5-6. Simulación de la respuesta estructural del modelo FM P-D con optimización de DLFs: (a) aceleraciones y (b) fuerzas de reacción. ....	56
Figura 5-7. Comparación GRFs entre modelos FM P-C y P-D. ....	56



Figura 5-8. Simulación de la respuesta estructural del modelo MSMD P-C con optimización de DLFs: (a) aceleraciones y (b) fuerzas de reacción.....	57
Figura 5-9. Simulación de la respuesta estructural modelo MSMD P-D optimización de DLFs: (a) aceleraciones y (b) fuerzas de reacción. ....	58
Figura 5-10. Errores en simulación con respecto a los EIHE de aceleraciones (a) pico y (b) <i>rms</i> , y fuerzas de reacción (c) pico y (d) <i>rms</i> . ....	59
Figura 6-1. Simulación de la implementación del dispositivo TMD con relación de masas (a) $\mu=0.1\%$ , (b) $\mu=0.2\%$ y (c) $\mu=0.5\%$ , con modelo FM P-C ( $f_p=2.0$ Hz).....	64
Figura 6-2. Simulación de la implementación del dispositivo TMD con relación de masas (a) $\mu=0.1\%$ , (b) $\mu=0.2\%$ y (c) $\mu=0.5\%$ , con modelo MSMD P-C ( $f_p=2.0$ Hz). ....	65
Figura 6-3. Resultados de las simulaciones con implementación del dispositivo TMD y el modelo FM P-C para diferentes frecuencias de paso: aceleraciones (a) pico y (b) <i>rms</i> , y reducciones en aceleraciones (c) pico y (d) <i>rms</i> . ....	65
Figura 6-4. Resultados de las simulaciones con implementación del dispositivo TMD y el modelo MSMD P-C para diferentes frecuencias de paso: aceleraciones (a) pico y (b) <i>rms</i> , y reducciones en aceleraciones (c) pico y (d) <i>rms</i> . ....	66
Figura 6-5. Resultados de las simulaciones con implementación del dispositivo STMD y modelo FM P-C para diferentes frecuencias de paso: aceleraciones (a) pico y (b) <i>rms</i> , y reducciones en aceleraciones (c) pico y (d) <i>rms</i> . ....	67
Figura 6-6. Resultados de las simulaciones con implementación del dispositivo STMD y modelo MSMD P-C para diferentes frecuencias de paso: aceleraciones (a) pico y (b) <i>rms</i> , y reducciones en aceleraciones (c) pico y (d) <i>rms</i> . ....	67
Figura 7-1. Puntos de análisis de respuesta de vibración de los modelos de IHE.....	70

# Resumen

En los últimos años se han reportado numerosos casos de puentes peatonales que presentan problemas de vibración excesiva inducida por las actividades humanas. Algunas de las causas son: mayor flexibilidad estructural, menor peso propio y el uso de grandes luces entre sus apoyos. Como resultado, la evaluación de la capacidad de servicio o serviciabilidad de vibraciones se ha convertido en un tema de gran interés científico y técnico, debido a la necesidad de garantizar la comodidad de los usuarios de los puentes peatonales. La precisión de la evaluación de la serviciabilidad de vibraciones de estas estructuras requiere una visión detallada del comportamiento estructural bajo las cargas dinámicas inducidas por personas, sin embargo, los modelos para representar dichas cargas aún se encuentran en desarrollo. El mejoramiento y desarrollo de modelos más precisos dependen, en gran medida, de la disponibilidad de datos experimentales para su validación. En este documento se presenta una descripción detallada de los efectos dinámicos inducidos por la caminata de una persona en un puente peatonal, a partir de un extenso conjunto de registros experimentales de vibración de más de 100 personas. La estructura de referencia (*UV HSI Footbridge Testbed*) consiste en un puente peatonal de 12.0 m de longitud y 1.2 m de ancho. Se presenta un análisis estadístico de la influencia del peatón en la respuesta de la estructura.

Con base en los registros experimentales, se propone un problema de referencia para evaluar el desempeño de los modelos de interacción humano-estructura, que contempla la influencia de una persona en un puente peatonal, en la dirección vertical. Se analizaron dos tipos de modelos para representar las cargas inducidas por personas: fuerza móvil (FM) y sistema masa-resorte-amortiguador (SMD, de sus siglas en inglés “*Spring-Mass-Damper*”) móvil de un grado de libertad (MSMD). Para cada tipo de modelo se evaluó una representación tradicional (pulso continuo) y una variación que considera la longitud de paso en su formulación (pulso discreto). Los modelos que tienen en cuenta las variaciones de las

propiedades dinámicas del sistema humano-estructura presentan un mejor desempeño que los que simplifican la acción del peatón como una carga externa.

Finalmente, se propone una métrica para evaluar el desempeño de estrategias de control, enfocadas a la mitigación de las vibraciones inducidas por personas. Se analizaron dos sistemas de control, uno pasivo y uno semiactivo. El sistema de control semiactivo logró mayores reducciones que el pasivo y un buen desempeño en todo el rango frecuencias de paso del peatón. El desempeño de los modelos de control estructural está sujeto al desempeño del modelo de IHE empleado para simular la acción del peatón.

# Capítulo 1. Introducción

## 1.1 Descripción del problema

La tendencia actual hacia un diseño más esbelto inspirado por requisitos estéticos, la inclusión de materiales más livianos y resistentes en la industria de la construcción, y el uso de grandes luces, son algunas de las causas de que muchos puentes peatonales sean cada vez más susceptibles a problemas de vibraciones excesivas, cuando son sometidos a cargas dinámicas [1,2]. Debido a su frecuencia de ocurrencia, las cargas dinámicas inducidas por personas se pueden considerar como las más relevantes en el análisis estructural de los puentes peatonales [3]. Numerosas investigaciones en puentes peatonales que presentaron problemas de vibraciones excesivas han demostrado que la capacidad de servicio, asociada con la vibración inducida por las personas, es un motivo de preocupación en el diseño estructural de los puentes peatonales [1,3–6]. Algunos ejemplos son: (a) *Millennium bridge* en Londres, Inglaterra [7], (b) *Solférino passerelle* en París, [5], (c) *Singapore Changi Airport Footbridge* [6], (d) *Ponte del Mare* en Pescara, Italia [8], (e) *Pedro e Inês footbridge* en Coímbra, Portugal [9], y (f) *Goodwill bridge* en Brisbane, Queensland, Australia [1] (Figura 1-1).

Los códigos y guías de diseño actuales, que consideran los efectos dinámicos de las cargas inducidas por las personas, establecen rangos de aceleración para la evaluación de la interacción humano-estructura (IHE) a través de modelos de cargas equivalentes, que dependen del nivel de capacidad de servicio de la estructura [10–13]. Sin embargo, estos modelos de carga generalmente ignoran la variación en las propiedades dinámicas del sistema acoplado humano-estructura [14,15]. De igual manera, a pesar de las diferentes propuestas metodológicas para el cálculo de cargas inducidas por personas que se reportan en la literatura[16–24], estas no son lo suficientemente detalladas para simular con precisión la

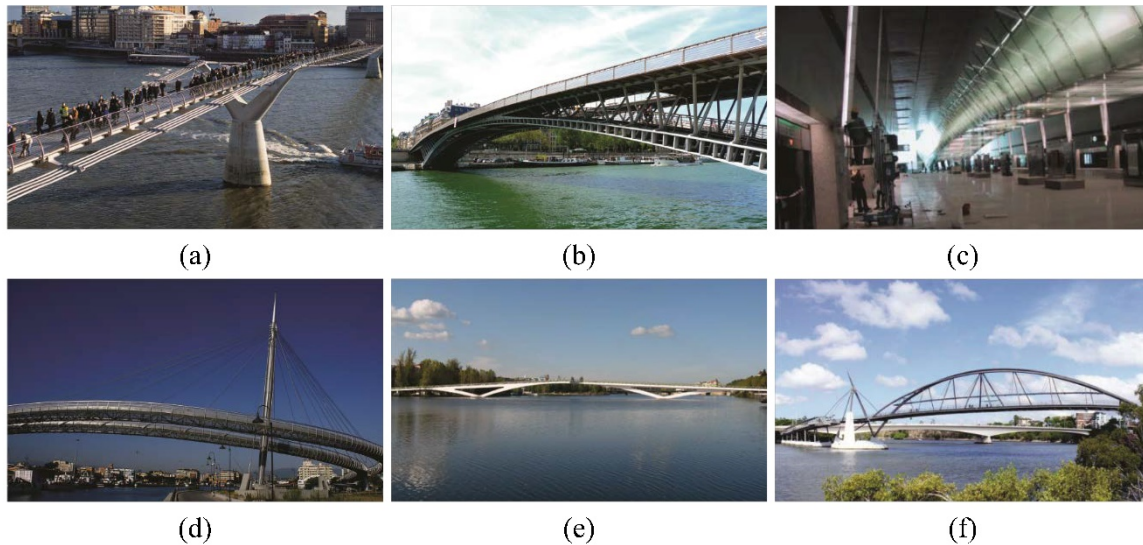


Figura 1-1. Puentes peatonales con problemas de vibraciones reportados: (a) Millennium bridge en Londres, Inglaterra, (b) Solférino passerelle en París, (c) Singapore Changi Airport Footbridge, (d) Ponte del Mare en Pescara, Italia, (e) Pedro e Inês footbridge en Coímbra, Portugal, y (f) Goodwill bridge en Brisbane, Queensland, Australia.

interacción dinámica entre ambos sistemas [25]. La mejora y el desarrollo de modelos de IHE dependen de los datos experimentales disponibles para su validación. Aunque algunos investigadores han proporcionado datos experimentales de vibraciones inducidas por personas en puentes peatonales [7,9,26–28], la mayoría de estos datos corresponden a casos específicos de interacción dinámica, limitando su uso como referencia general para validar modelos de IHE. Sin embargo, Živanović [25] propuso una estructura de referencia o *benchmark*, a través de un extenso conjunto de datos de registros de vibraciones tomadas en un puente peatonal ubicado en Podgorica (capital de Montenegro), en condiciones operativas normales. Se realizó un análisis estadístico de los datos para establecer una base de datos de referencia para la validación de modelos de IHE. No obstante, debido a la condición operacional de los experimentos (cargas de multitudes), no se considera el análisis de la IHE debido a un solo peatón, ni la influencia de la variación de las características antropométricas. El último es un tema de gran interés debido a los muchos modelos de cargas antrópicas inspirados en modelos biomecánicos, como los modelos de péndulo invertido bípedo, que se han desarrollado para aplicaciones de ingeniería civil [18,29,30].

Se ha demostrado que la IHE en puentes peatonales está directamente relacionada con la relación ( $\beta$ ) entre la frecuencia de marcha de los peatones y la frecuencia natural de la

estructura. Cuando la frecuencia natural de la estructura se encuentra cerca del rango de la frecuencia de la caminata normal, los efectos de interacción tienden a ser mayores [1,4]. En la investigación descrita en este documento, el valor de  $\beta$  se varió considerando diferentes frecuencias de caminata de peatones, para evaluar la relación entre el coeficiente  $\beta$  y los efectos de HSI. Se diseñó un extenso programa de pruebas experimentales para analizar los efectos de la IHE en un puente peatonal, inducidos por la acción de una sola persona. Además, para incluir las características antropométricas de los peatones en el análisis de la IHE, cada peatón se caracterizó con los siguientes parámetros: altura, peso, longitud del pie y distancia entre el talón y el metatarsiano.

En este proyecto se busca desarrollar un problema base que sirva de referente para evaluar los efectos de IHE en puentes peatonales. Este problema de referencia servirá para ampliar el conocimiento de los efectos de la IHE en puentes peatonales mediante parámetros estándar, en el cual se puedan implementar diferentes modelos dinámicos del caminar de un peatón, así como la determinación de los cambios en los parámetros dinámicos del sistema peatón-puente. El problema de referencia incluye criterios de evaluación estándar de la respuesta estructural para comparar los resultados obtenidos. Estos resultados proveerán a los ingenieros estructurales con la información necesaria para el análisis y diseño de puentes peatonales con adecuados niveles de desempeño ante actividades humanas.

Según lo expuesto anteriormente, surge la siguiente pregunta de investigación: ¿Cómo enfocar la investigación de la interacción humano-estructura en puentes peatonales?; para ello se debe dar respuesta a: ¿Cómo medir de manera confiable la respuesta dinámica de un puente peatonal sometido a cargas antrópicas?, ¿Cómo modelar analíticamente con buena aproximación el comportamiento de una estructura sometida a cargas antrópicas?, ¿Cómo establecer criterios estándar para comparar el desempeño y la efectividad de diferentes métodos de evaluación de los efectos de interacción humano-estructura? y ¿Cómo reducir las vibraciones de puentes peatonales sometidos a cargas antrópicas?

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo General

Evaluar modelos de Interacción Humano-Estructura y estrategias de control estructural a través de un problema de referencia.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Analizar la respuesta dinámica de una estructura de referencia (puente peatonal) sometido a marcha humana, para diferentes características antropométricas de los peatones.
- Definir una métrica estándar para evaluar las simulaciones de los efectos de IHE en puentes peatonales.
- Definir una métrica estándar para evaluar las estrategias de control para los efectos de IHE en puentes peatonales.

## 1.3 Justificación

Aunque en el pasado se han reportado muchos casos de puentes peatonales con problemas de vibraciones excesivas, algunos autores concuerdan en que el caso que impulsó el interés de la comunidad científica hacia la investigación de la IHE fue el del puente *Millenium* en Londres, Inglaterra [1,7,31]. El 10 de junio de 2000 se inauguró la estructura en una ceremonia que contó con más de 1000 asistentes que caminaron a través de toda su longitud. Con 300 metros de largo y 4 de ancho, este puente peatonal fue cerrado dos días después de su apertura al público por presentar vibraciones laterales excesivas producidas por el paso de las personas. El alto costo de la rehabilitación estructural mediante amortiguadores pasivos, en adición a los dos años de cerramiento, demostró la urgente necesidad de conocer de manera más precisa el efecto que tienen las actividades humanas sobre las estructuras [1].

Infortunadamente, algunos códigos y normas, entre ellas el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), omiten los efectos de la IHE asumiendo como

estática la carga antrópica [32], y se limitan a recomendar valores mínimos en frecuencia o aceleración, que no son suficientes para garantizar la comodidad de los usuarios. Algunas normas internacionales, como ISO 10137 [33], BS 5400 [34], Eurocode [35], BRO 2004 [36] y SÉTRA [5], establecen cinco valores diferentes para aceleración máxima o aceleración *rms* como criterios de diseño de capacidad de servicio. Mientras que, en el título B.4.7 del NSR-10, “Efectos dinámicos producidos por carga viva”, se indica que:

*Las estructuras expuestas a excitaciones dinámicas producidas por el público tales como: estadios, coliseos, gimnasios, pistas de baile, centros de reunión o similares, deben ser diseñadas de tal manera que tengan frecuencias naturales superiores a 5 Hz para vibraciones verticales. (p. B-18)*

Para algunos tipos de estructuras que están sometidas a vibraciones inducidas por personas, el uso de frecuencias mayores al límite que establece la norma se traduce en factores de seguridad muy altos y, a su vez, en altos costos de construcción [37]. Por lo tanto, no sólo la frecuencia natural, sino también las propiedades de amortiguamiento, la masa y la carga sobrepuesta por el peatón son factores determinantes en la respuesta dinámica de la estructura [38]. Por otro lado, el código colombiano de diseño de puentes no define consideraciones para el diseño de puentes peatonales [39], por lo que se debe referir a documentos alternos [40], los cuales sugieren que la carga viva debido a la acción de las personas debe suponerse de  $85 \text{ lb/ft}^2$  ( $415 \text{ kg/m}^2$ ); sin embargo, no presentan claramente una guía de diseño para evitar vibraciones excesivas producidas por peatones.

El vacío en la reglamentación de los diseños estructurales de los puentes peatonales ha permitido la construcción de puentes peatonales altamente sensibles a vibraciones, en consecuencia, con bajos niveles de servicio. De acuerdo con [41], la ciudad de Santiago de Cali, Colombia, cuenta con 388 puentes peatonales, de los cuales se midieron las vibraciones en 304 pasarelas; con dichos registros se determinó que solo 65.8% de los puentes registrados cumple con la recomendación del numeral B.4.7 de la NSR-10. Por otro lado, los registros mostraron que el 90.5% de los puentes cumplen con la recomendación hecha por la AASHTO en *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*, en el numeral 6 “Vibrations”, la cual menciona que:



*La vibración de la estructura no debe causar incomodidad o preocupación a los usuarios de un puente peatonal. Excepto como se especifica en este documento, la frecuencia fundamental en un modo vertical del puente peatonal, sin carga viva, debe ser mayor que 3,0 Hz para evitar el primer armónico. (p.08) [42]*

## Capítulo 2. Revisión literaria

### 2.1 Marco de referencia

Živanović et al. [1] realizaron una revisión y análisis de los estudios relacionados con la capacidad de servicio de los puentes peatonales, para lo que caracterizaron la fuente de vibración, el receptor y el medio por el cual estos interactúan. De acuerdo con el estudio, se identificó a los seres humanos como la fuente principal de vibraciones, quienes interactúan a través de la masa, la rigidez y el amortiguamiento de la estructura, siendo este último parámetro el más incierto, pero el más relevante, ya que el comportamiento resonante tiende a gobernar los niveles de servicio en puentes peatonales.

Una de las conclusiones en la que concuerdan la mayoría de autores que han abordado el análisis de la IHE [4,21,43–45] es la relevancia de los niveles de servicio o *serviciabilidad* en estructuras flexibles como los puentes peatonales. Jiménez et al. [10] realizan una revisión de los avances más recientes en términos de metodologías para la evaluación de la *serviciabilidad* de puentes peatonales sujetos a cargas inducidas por personas; los autores realizan una comparación de las metodologías consignadas en guías y códigos internacionales, y las propuestas por investigaciones actuales. Los autores señalan que la evaluación de la *serviciabilidad* a partir de guías y códigos internacionales se realiza con base en recomendaciones y presentan diferencias con respecto a los valores obtenidos experimentalmente. Por otro lado, las metodologías más recientes se pueden agrupar en dos tipos de modelos de interacción: *i)* un solo peatón-estructura y *ii)* multitud-estructura, y demostraron ser más precisas para evaluar la *serviciabilidad* de la estructura, siendo los modelos de multitud la opción con mayor precisión.

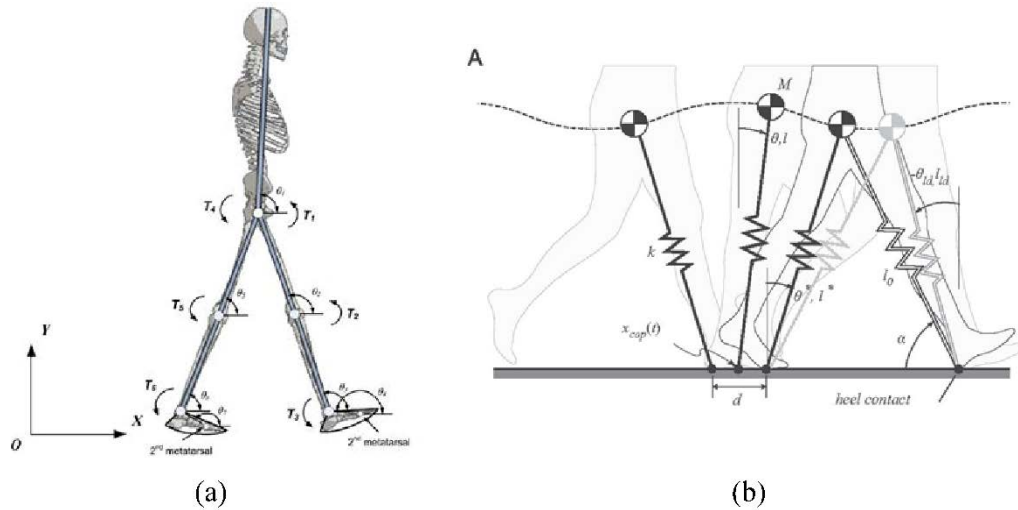


Figura 2-1. Modelos analíticos usados para representar la marcha humana: (a) Modelo de 7 elementos (optimización de energía) y (b) Modelo bípedo resorte

En la literatura se han propuesto diferentes modelos para abordar la acción de las personas que caminan en los puentes peatonales y la interacción en sí misma (Figura 2-1); principalmente se utilizan dos enfoques: determinístico y probabilístico. En general, los modelos determinísticos se utilizan para evaluar la acción de un solo peatón induciendo resonancia en la estructura, representando al peatón como un amortiguador de masa-resorte-masa equivalente (SMD, , de sus siglas en inglés “*Spring-Mass-Damper*”) [16], como un péndulo invertido [17,19] o como un modelo bípedo de caminata [29,46]. Por otro lado, un enfoque probabilístico se utiliza a menudo para los modelos de multitud, en los que los peatones se modelan como sistemas SMD en movimiento con propiedades dinámicas aleatorias [20–24].

Qin et al. [29], a través de análisis experimentales, identificaron la influencia de la presencia estática de los peatones en las propiedades dinámicas de la estructura de soporte (puente peatonal). El análisis mostró que la frecuencia fundamental de dicha estructura se reduce levemente debido a la masa adicional correspondiente a los peatones. Sin embargo, se identificó un incremento significativo en el amortiguamiento de la estructura. El modelo propuesto por los autores para predecir la respuesta de un puente peatonal sujeto a IHE, se basó el modelo bípedo como péndulo invertido. Los autores concluyeron que los modelos de fuerza simples que no incluyen la IHE, pueden generar sobreestimación de la respuesta dinámica de la estructura.

Caprani y Ahmadi [15] implementaron distintas metodologías para simular las vibraciones inducidas por personas, para distintos enfoques del análisis de la IHE (modelos determinísticos y probabilísticos) y, en cada caso se encontraron diferencias significativas en los resultados. A pesar de los avances recientes en simulaciones numéricas, la respuesta experimental de puentes peatonales a menudo difiere de las predicciones [1,44].

Los problemas de vibraciones excesivas, además de producir molestias en los usuarios y daños en elementos no-estructurales, ocasionalmente pueden generar el colapso de las estructuras. En las últimas décadas se han propuesto distintas alternativas para disminuir la respuesta dinámica de las estructuras, entre ellas los sistemas de control. Gómez et al. [47] realizaron una recopilación y análisis del desarrollo de sistemas de control estructural, en el cual describen los sistemas, sus ventajas y sus limitaciones en el contexto del diseño y rehabilitación sismo-resistente de estructuras civiles. En esta investigación se concluye que ningún sistema o dispositivo en particular es el mejor para todos los diseños y, en consecuencia, se han presentado una gama de alternativas en vía de desarrollo. Algunos de los principales dispositivos de control incluyen: amortiguador de masa sintonizado (TMD), amortiguador de masa activa (AMD), amortiguador de masa activa sintonizado (ATMD), tendón activo, rigidez activa variable (AVS), amortiguador de líquido sintonizado (TLD) y amortiguador de columna líquida sintonizado (TLCD).

Uno de los dispositivos de control implementado con mayor frecuencia para la reducción de la respuesta dinámica de estructuras civiles es el TMD, el cual consiste en un sistema masa-resorte-amortiguador adicionado a la estructura; esta alternativa ha sido implementada en diferentes puentes peatonales. Caetano et al. [9] describen la metodología realizada para la evaluación experimental de las propiedades dinámicas de puentes en servicio, a partir de la cual identificaron los parámetros modales y las condiciones críticas de excitación bajo la influencia de la marcha de las personas. En un artículo complementario [48], en el que discuten la estrategia adoptada en el diseño y la evaluación de la eficacia de implementar un TMD como dispositivo de control, adicionalmente, señalan problemas particulares con la implementación de sistemas TMD en el sentido lateral.

A través de un monitoreo continuo durante un año realizado en el puente Pedro e Inês (Figura 2-2), Caetano et al. [9,48], determinaron que el TMD implementado redujo las vibraciones



(a)



(b)

Figura 2-2 Puente peatonal *Pedro e Inês footbridge* en Coímbra, Portugal

excesivas en dicha estructura, mejorando los niveles de servicio de esta. De manera similar, Li et al. [49] describen la aplicación analítica de múltiples amortiguadores de masa sintonizados (MTMD) para la reducción de las vibraciones producidas por la marcha de las personas en puentes peatonales. Gómez et al. [50] realizaron una implementación analítica de un sistema de control para la reducción de la respuesta dinámica debido a los efectos de la IHE en un puente peatonal, en la cual se desarrolló un modelo del sistema puente-peatón mediante la simulación de la marcha humana cuando se presentan fenómenos de IHE, usando un modelo de múltiples segmentos del cuerpo humano y una combinación de técnicas de optimización y dinámica inversa. Adicionalmente, presentan el diseño de un sistema de control para el conjunto puente-peatón y su desempeño para diferentes configuraciones de IHE. A partir de una comparación de sistemas de control pasivo (TMD y MTMD) y semiactivo (STMD), concluyen que el dispositivo de control semiactivo es más efectivo en la reducción de la respuesta dinámica generada por los efectos de la IHE que los dispositivos de control pasivo. Autores como Pereira et al. [51] han propuesto controladores activos (AVC, de sus siglas en inglés) para la reducción de los niveles de vibración inducidos por

personas. Debido a que los AVC son un área relativamente nueva en la ingeniería civil, existen vacíos que impiden su aprovechamiento; sin embargo, analizaron una metodología para la implementación de dichos controladores a partir de la minimización de un índice de desempeño, que incluye los aspectos prácticos significativos involucrados en el uso de actuadores de masa inercial y acelerómetros; para implementar una realimentación de velocidad directa en la práctica. De acuerdo con los resultados experimentales obtenidos, concluyeron que esta metodología es viable para la implementación de AVC para el control de las vibraciones inducidas por personas.

## 2.2 Marco teórico

En diferentes áreas de la ingeniería, los problemas de referencia o problemas *benchmark*, han sido empleados de manera exitosa para fomentar la colaboración entre investigadores y ampliar el conocimiento en temas particulares [52–55]. Por ejemplo, uno de los problemas *benchmark* en control estructural más relevante es el propuesto por Spencer et al. [56,57], que se dividió en dos partes: *i*) sistema de control de masa activa y *ii*) sistema de tendón activo; este problema proporcionó dos configuraciones estructurales de referencia para evaluar la efectividad relativa y la capacidad de implementación de varios algoritmos de control estructural. De manera similar, Ohtori et al. [58] propusieron un problema *benchmark* para evaluar la efectividad de algunos algoritmos de control, pero enfocados hacia la excitación sísmica no-lineal de edificaciones. Caicedo et al. [59] propusieron una estructura de referencia (*testbed*) basada en el *Bill Emerson Memorial Bridge*, para la evaluación de estrategias de control para puentes colgantes. En la investigación relacionada con las vibraciones inducidas por personas, Živanović et al. [25] propusieron un puente peatonal como estructura *benchmark*, con la cual recopiló una base de datos experimentales de registros de vibraciones inducidas por personas, que enmarcó como referencia para evaluar problemas relacionados con IHE, enfocados hacia los niveles de servicio. Madarshahian et al. [60] plantearon un problema que impulsaba la creación de algoritmos para detección de actividad humana a partir de vibraciones del suelo.

En la literatura se han reportado limitados estudios que evidencian la influencia de las personas en las propiedades dinámicas de la estructura. Brownjohn et al. [61] analizaron el comportamiento dinámico de un puente de 140 m, usando solo la respuesta en el procedimiento de identificación. A partir de este estudio establecieron los criterios para la implementación de un sistema de control pasivo en el puente peatonal de Singapore Changi Airport. Živanović et al. [62] analizaron la influencia de grupos de personas, paradas y en movimiento, en los parámetros dinámicos de una estructura. Los autores encontraron que el amortiguamiento del sistema humana-estructura, con grupos de personas pasivas o activas, era mucho mayor que el de la estructura vacía. Dang V. H. y Živanović [63] estudiaron la influencia de las vibraciones verticales de baja frecuencia en los parámetros de locomoción (frecuencia de paso, longitud del paso, ancho del paso, ángulo de ataque, ángulo de final del paso, ángulo del tronco y amplitud del primer armónico de fuerza). Los autores determinaron que altos niveles de vibración inducen un incremento, paso a paso, en la mayoría de los parámetros de locomoción de las personas. También encontraron que los niveles de vibración perceptible por un peatón son de uno a dos órdenes de magnitud mayor que el usual de una persona parada, y que la sensibilidad a la vibración disminuye a medida que aumenta la velocidad de la caminata.

## Capítulo 3. Estructura de referencia: *UV HSI Footbridge Testbed*

Se ha demostrado que los códigos y guías de diseño actuales no pueden predecir con precisión la respuesta de los puentes peatonales que están sujetos a vibraciones inducidas por las actividades humanas [26,64]. Además, se ha evidenciado que la investigación relacionada con la IHE presenta algunos vacíos en el análisis de las vibraciones en la dirección vertical, lo que es posiblemente debido a la limitación de disponibilidad de datos experimentales y plataformas físicas para el desarrollo y validación de modelos de IHE [25]. Razón por la cual la Universidad del Valle, la University of South Carolina y Purdue University, desarrollaron el diseño y la construcción de la estructura de un puente peatonal con características similares a las de una estructura que presenta problemas de vibraciones excesivas. El puente se encuentra ubicado en la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle en Cali, Colombia (Figura 3-1).

El objetivo del diseño estructural fue desarrollar una estructura propensa a la vibración en la dirección vertical inducida por cargas antrópicas. Debido a esta necesidad, la frecuencias fundamentales de la estructura se definieron cercanas al rango de frecuencia de caminata normal [3,65], rango entre 1.5 y 2.3 Hz [1]. Para facilitar la modelización de la estructura, se adoptaron condiciones de apoyo simples (Figura 3-1). Se ubicaron dos apoyos articulados en

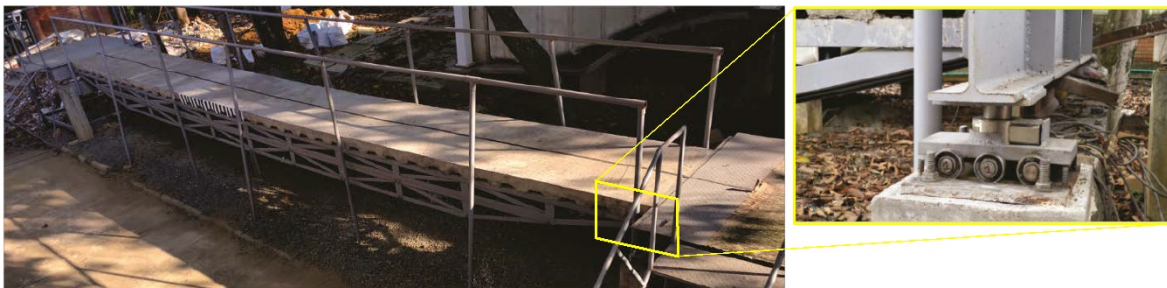


Figura 3-1. *UV HSI Footbridge Testbed*



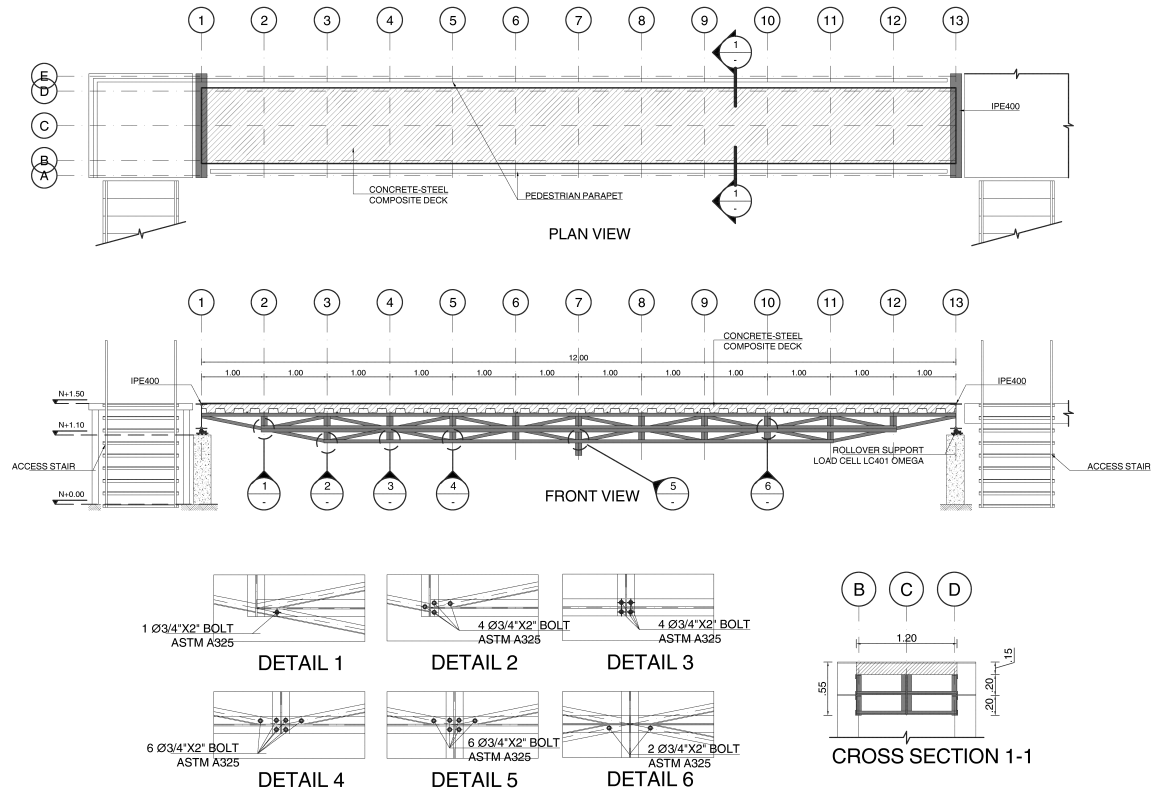


Figura 3-2. Vista en planta y alzada de la estructura del *UV HSI Footbridge Testbed*.

ambos extremos, los cuales se construyeron con rodamientos y placas de acero; cada soporte cuenta con una celda de carga de compresión (LC401 Omega) que registra las reacciones en los cuatro puntos de apoyo del puente. Además, se proporcionó una escala gráfica de referencia en la dirección longitudinal, en el punto medio del puente para capturar parámetros cinemáticos a través de videos.

El puente tiene una longitud de 12 metros y un ancho de 1,2 metros. La estructura superior del puente peatonal consiste en una losa de material compuesto acero-concreto soportado por tres cerchas metálicas. La losa de concreto fue construida con concreto de 3000 psi y una lámina colaborante grado 50 con una altura de 76.2 mm (3 in), resultando en una altura total de 150 mm (~5.9 in). Se instalaron vigas I en ambos extremos para mejorar la superficie de contacto con los apoyos articulados. Los miembros de las cerchas son ángulos de acero conectados entre sí mediante pernos y soldadura (Figura 3-2). Los apoyos articulados se soportan en dos pórticos de concreto que cuentan con una cimentación de zapatas corridas. Adicionalmente, el puente peatonal contiene elementos de seguridad como escaleras de acceso y barandas longitudinales.

## 3.1 Caracterización experimental

Las características dinámicas del puente peatonal fueron ampliamente estudiadas mediante una extensa campaña experimental usando metodologías de análisis modal operacional y experimental (OMA y EMA, respectivamente). En primer lugar, se llevaron a cabo los ensayos de vibración ambiental (AVT) para identificar las propiedades dinámicas de la estructura de referencia (frecuencias naturales, formas modales, razones de amortiguamiento). Posteriormente, se realizaron ensayos de vibración forzada (FVT) para mejorar la estimación de las propiedades dinámicas de la estructura.

### 3.1.1 Instrumentación

El sistema de adquisición empleado en toda la campaña experimental consiste en cuatro (4) acelerómetros sísmicos Wilcoxon Research (WR) modelo 731A y cuatro (4) amplificadores WR modelo P3, además de cuatro (4) celdas de carga LC401 Omega instaladas en los apoyos de la estructura. La señal se transmitió hacia una caja de conexiones National Instruments SC 2345, y luego hacia una computadora Dell Optiplex 580 la cual usa una tarjeta de adquisición de datos series X-NI PCIe-6323. En la Figura 3-3 se muestra la combinación de las nueve configuraciones de sensores empleadas, adoptadas para los AVTs y FVTs. Se usaron dos sensores de referencia, uno vertical y otro horizontal, para el cálculo de correlaciones cruzadas, ubicados en la posición B-8 (Figura 3-3).

El peso del puente se midió con las celdas de carga instaladas en los apoyos de este, la sumatoria de las cuatro reacciones dan un total de 5479.91 kg-f (~5.50 ton).

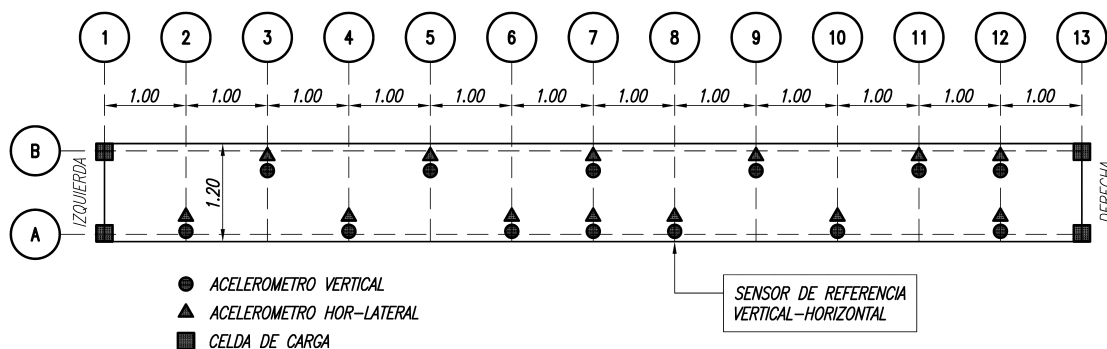


Figura 3-3. Posición de los acelerómetros durante la campaña experimental de identificación modal

### 3.1.2 Análisis modal operacional

Se llevaron a cabo AVTs para estimar las propiedades modales de la estructura del puente peatonal. Se realizaron mediciones de respuesta tanto vertical como horizontal-transversal debidas a la excitación ambiental en el puente vacío. Para estimar las frecuencias naturales, las razones de amortiguamiento y las formas modales, los parámetros de adquisición de datos adoptados para los AVT fueron: tiempo de adquisición de 300 s para cada configuración con una frecuencia de muestreo 256 Hz. Se registraron un total de 18 conjuntos de datos en un período corto de tiempo (1 día), durante el cual, las condiciones ambientales y los escenarios de carga pueden considerarse constantes.

Las propiedades modales de la estructura se estimaron a partir de dos técnicas: *Peak-Picking* (PP) y *Stochastic Subspace Identification* (SSI). Para SSI la matriz de Hankel se construyó usando 300 bloques de filas para todos los conjuntos de datos analizados, y los parámetros de estabilización modal se establecieron así: 5.0% de tolerancia de frecuencia identificada y 0.95 para el *Modal Assurance Criterion* (MAC). La Tabla 3-1 muestra el resumen de resultados de los parámetros modales identificado mediante la aplicación de PP y SSI.

Tabla 3-1. Resumen de resultados de parámetros modales identificados por OMA.

Modo No.	Forma modal	PP		SSI				MAC
		$f_{PP}$ (Hz)	$\sigma_f$ (Hz)	$f_{SSI}$ (Hz)	$\sigma_f$ (Hz)	$\zeta_{SSI}$ (%)	$\sigma_\zeta$ (Hz)	
1	Vertical/flexural	3.911	0.016	3.916	0.011	0.350	0.258	0.991
2	Horizontal/ flexural	7.633	0.035	7.657	0.072	0.795	0.219	1.000
3	Vertical/torsión	12.446	0.038	12.450	0.050	0.246	0.169	0.989
4	Vertical/torsión	13.091	0.185	13.061	0.231	0.160	0.131	0.992
5	Vertical/torsión	23.665	0.260	23.761	0.173	0.405	0.321	0.976
6	Vertical/torsión	26.389	0.296	26.380	0.338	0.672	1.162	0.971

$f_{PP}$  y  $f_{SSI}$  hacen referencia a las frecuencias identificadas a través de los métodos PP y SSI, respectivamente, además, se presentan las razones de amortiguamiento identificadas por el método SSI ( $\zeta_{SSI}$ ). Se presentan los valores de desviación estándar tanto para la frecuencia identificada ( $\sigma_f$ ), como para la razón de amortiguamiento ( $\sigma_\zeta$ ).

### 3.1.3 Análisis modal experimental

Como fuente de excitación se utilizó un actuador electrodinámico APS400 Dynamics (*shaker*), con una capacidad de 445 N (~100 lbf). En general, se empleó el mismo sistema de adquisición en las FVTs y AVTs, con excepción de acelerómetros piezoeléctricos Endevco

752A13, usados para medir la aceleración de la masa móvil del actuador dinámico (entrada) y la base fija del mismo. El *shaker* se ubicó sobre la losa de concreto del puente peatonal, en el punto D-8 (Figura 3-3), y se inclinó  $15.9^\circ$  con respecto a la superficie de la losa para asegurar una alta energía de excitación en los primeros modos de vibración en las direcciones vertical y horizontal-lateral. Se usaron señales tipo barrido entre 0.5 y 30 Hz durante 600 s para generar la excitación.

La estimación de las propiedades dinámicas de la estructura se hizo a través de las funciones de respuesta en frecuencia (FRF), las cuales relacionan la fuerza aplicada y la correspondiente respuesta en aceleración en diferentes puntos a lo largo de la estructura. Se utilizó una ventana tipo *Hamming* con un traslapo del 50% de su propia longitud para todos los conjuntos de datos analizados. Las deformaciones modales de la estructura se consideraron lineales con respecto a las coordenadas generalizadas, que se definen a partir de las direcciones ortogonales en el punto donde los acelerómetros son ubicados.

Tabla 3-2. Resumen de resultados de parámetros modales identificados por EMA.

Modo No.	Forma modal	$f_{SSI}$ (Hz)	$\sigma_f$ (Hz)	$\zeta_{SSI}$ (%)	$\sigma_\zeta$ (%)	MAC FRF-PP	MAC FRF-SSI
1	Vertical/flexural	3.858	0.012	1.092	0.082	0.983	0.993
2	Horizontal/ felxural	7.509	0.026	0.938	0.030	0.999	0.998
3	Vertical/torsión	12.495	0.079	1.372	0.365	0.981	0.985
4	Vertical/torsión	12.943	0.176	0.825	0.245	0.990	0.993
5	Vertical/torsión	23.578	0.247	0.868	0.261	0.979	0.979
6	Vertical/torsión	25.846	0.125	1.164	0.095	0.977	0.978

De acuerdo con los resultados mostrados en las Tablas 3-1 y 3-2, los parámetros modales identificados son prácticamente coincidentes en las frecuencias de vibración y formas modales. El parámetro MAC muestra una buena correspondencia entre las formas modales obtenidas usando diferentes técnicas (valores superiores a 0.90). Cabe mencionar que Panesso et al. [66] reportó una caracterización dinámica de la estructura de referencia *UV HSI Footbridge Testbed* que, aunque similar, difiere de los datos mostrados en la Tabla 3-2 y/o 3-1, esto es debido a que la estructura que analizan Panesso et al. se modificó para profundizar en temas de salud estructural y detección de daño. La Figura 3-4 muestra que la frecuencia fundamental de la estructura es  $3.86 \pm 0.01$  Hz y la forma modal correspondiente es predominantemente flexión de la losa en la dirección vertical. Incluso cuando los modos

de vibración están fuera del rango de frecuencias de caminata normal (1.5-2.3 Hz), están lo suficientemente cerca para ser susceptibles a las vibraciones inducidas por personas.

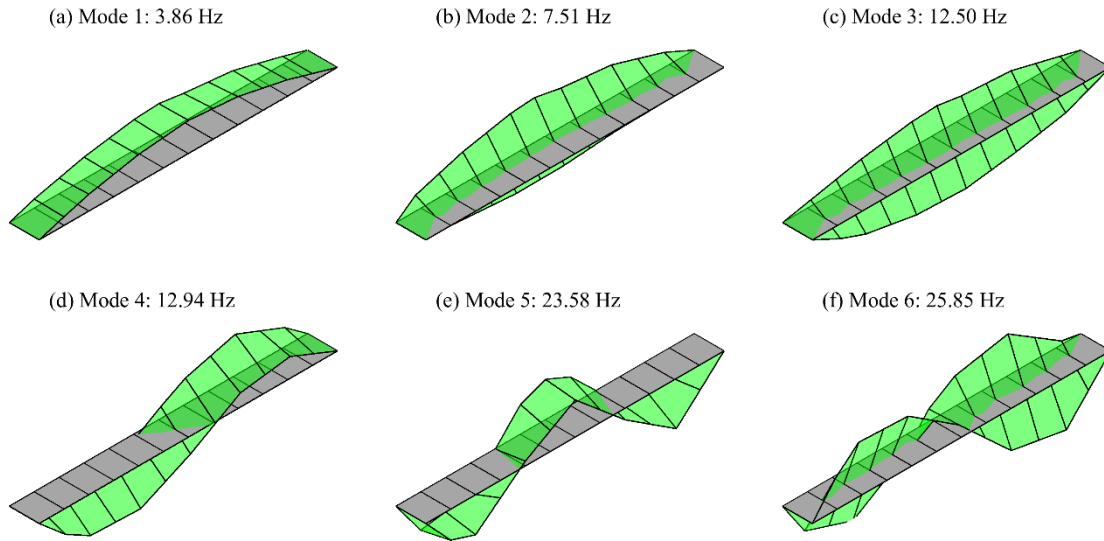


Figura 3-4. Frecuencias y formas modales identificadas usando EMA

## Capítulo 4. Medición de la respuesta del puente ante cargas antrópicas

Para evaluar la IHE en un puente peatonal se realizaron ensayos experimentales (EIHE) en el *UV HSI Footbridge Testbed*, el cual fue instrumentado con el mismo sistema de adquisición usado en los ensayos de caracterización dinámica. Para los ensayos se les pidió a los participantes que caminaran a diferentes frecuencias de marcha (caminata controlada) y, adicionalmente, que caminaran con su frecuencia de paso normal (caminata no-controlada). Se usó un metrónomo para establecer la frecuencia de paso en los ensayos de caminata controlada, y así analizar un rango de frecuencias de caminata normal conforme a lo reportado por distintos autores [1,67–69]. Se evaluaron nueve diferentes frecuencias de caminata en un rango entre 1.5 y 2.3 Hz. Para evitar la predisposición del peatón a aumentar o disminuir la velocidad de caminata, las frecuencias de paso se ordenaron de manera aleatoria: 1.7, 2.0, 1.8, 2.3, 1.6, 2.1, 1.9, 1.5 y 2.2 Hz. Se realizaron dos ensayos por cada frecuencia, incluyendo la no-controlada, lo que resulta en 20 ensayos por cada voluntario. Se registraron 100 voluntarios, por lo tanto, se obtuvieron 2000 registros del comportamiento dinámico de la estructura de referencia ante cargas antrópicas. Las aceleraciones inducidas



Figura 4-1. Secuencia de una persona caminando al largo de la estructura durante los EIHE

por los peatones se midieron en cuatro puntos cercanos a la mitad de la luz. Los datos fueron muestreados a 256 Hz y filtrados aplicando un *lowpass* con frecuencia de corte en 30 Hz. Simultáneo a los registros de aceleración, se registraron las reacciones de los apoyos con las celdas de carga ubicadas en los cuatro soportes de la estructura. Se registraron las características antropométricas de cada voluntario y, al final de cada ensayo, se realizó una encuesta para evaluar la percepción de la velocidad del peatón; se le pidió a cada voluntario categorizar de manera subjetiva la velocidad de caminata como: lenta, normal (preferida) o rápida. Además, las caminatas de las personas fueron monitoreadas por dos videocámaras, una ubicada en la mitad de la luz enfocando el plano sagital del peatón, lo cual permite determinar algunos parámetros cinemáticos de la marcha y estimar posibles correlaciones con la respuesta dinámica del sistema acoplado humano-estructura; la segunda cámara se ubicó en uno de los extremos del puente para registrar una vista general del ensayo.

## 4.1 Instrumentación

Se usó el mismo sistema de adquisición descrito en la sección 3.1.1. Los acelerómetros se ubicaron de la siguiente forma: 3 acelerómetros, orientados verticalmente, se ubicaron en las posiciones D-3, B-8 y D-11 (Figura 4-2), y 1 acelerómetro horizontal-lateral ubicado en la posición B-5 (Figura 4-2). La configuración de monitoreo adoptada para los EIHE se definió considerando que debido a la proximidad del primer modo de vibración (3.858 Hz) al rango

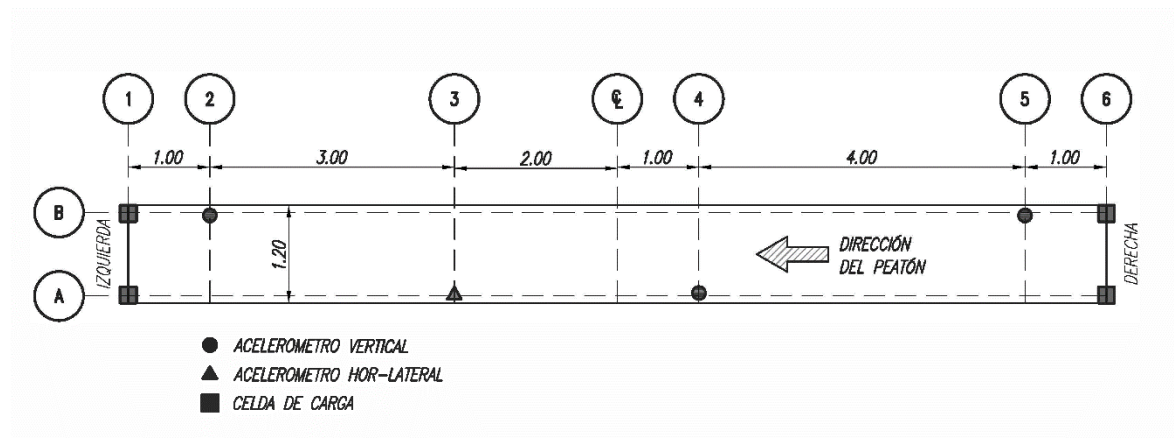


Figura 4-2. Posición de los acelerómetros durante la campaña experimental de mediciones de la respuesta del puente ante cargas antrópicas

de armónicos de frecuencias de caminata, se espera que los mayores efectos ocurran en el primer modo de vibración.

## 4.2 Resultados estadísticos

### 4.2.1 Método

Muchos de los modelos de IHE que han sido inspirados por modelos biomecánicos dependen de parámetros equivalentes que simulan el comportamiento dinámico del cuerpo humano, como la masa, la rigidez y el amortiguamiento del cuerpo [15,70,71]. Aunque la mayoría de los modelos de cargas antrópicas son simplificaciones debido a la alta complejidad de la locomoción humana, se ha demostrado que modelos con representaciones más realistas del cuerpo humano, basados en características antropométricas, aumentan la precisión de la simulación de las fuerzas inducidas por personas [72]. Por lo tanto, existe una compensación entre el costo computacional de las simulaciones y su precisión. Un ejemplo de esto es la incorporación de un pie-rodillo en el modelo de caminata bípeda basado en el péndulo invertido, elemento que simula la progresión del centro de presión en las etapas de soporte simple y doble en la caminata [29]. En la campaña experimental, cada voluntario se midió

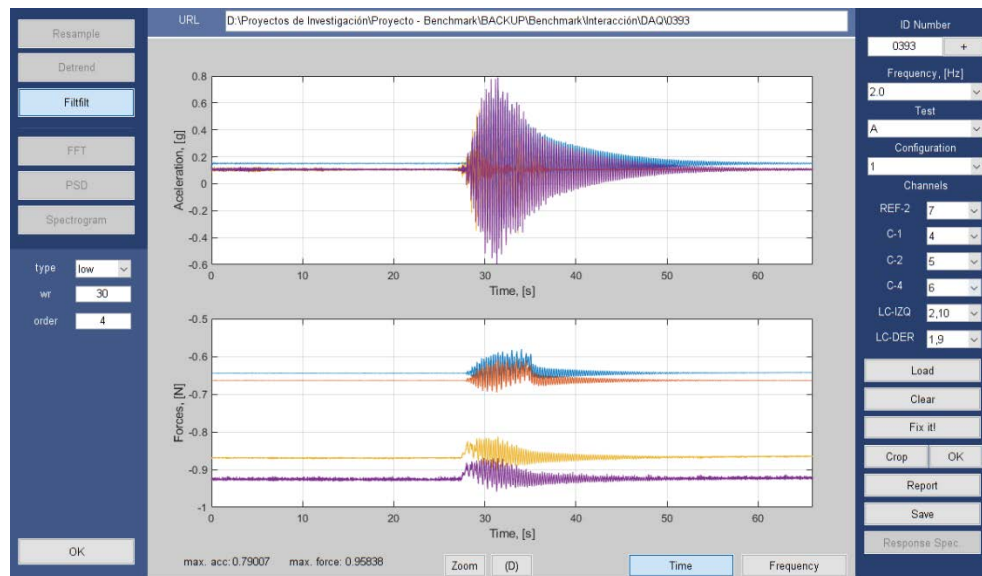


Figura 4-3. Interfaz gráfica para preprocesamiento de los registros de vibración de los EIHE.



para obtener: peso corporal, altura, longitud de pie, y la distancia entre el talón y el metatarso, también se registró la edad y el sexo de los participantes. Se registraron un total de 100 personas, 72 hombres y 28 mujeres.

El preprocesamiento de los registros de aceleración se llevó a cabo estableciendo un protocolo de tratamiento de datos, que consistió en segmentar la señal para obtener las aceleraciones durante la caminata de cada persona y, posteriormente, se acondicionó la señal aplicando un método de remuestreo o filtrado y eliminando tendencias polinómicas. Para segmentar la señal, se analizaron los registros de las fuerzas de reacción (celdas de carga), en las que se determinaron la entrada y salida de la persona en el puente. Se desarrolló una herramienta computacional en lenguaje M (Matlab) que permite realizar el preprocesamiento de manera automática a través de una interfaz gráfica (Figura 4-3), en la que también se pueden reportar el numero identificador, edad, género, y las características antropométricas de cada voluntario (peso, altura, longitud de pie, distancia del talón al metatarso).

La herramienta, además, cuenta con un módulo para analizar el contenido frecuencial de la señal estudiada, aplicando la Transformada Rápida de Fourier (FFT, por sus siglas en inglés “*Fast Fourier transform*”), la Densidad Espectral de Potencia (PSD, por sus siglas en inglés “*Power Spectral Density*”) o la Transformada de Fourier de Tiempo Corto (STFT, por sus

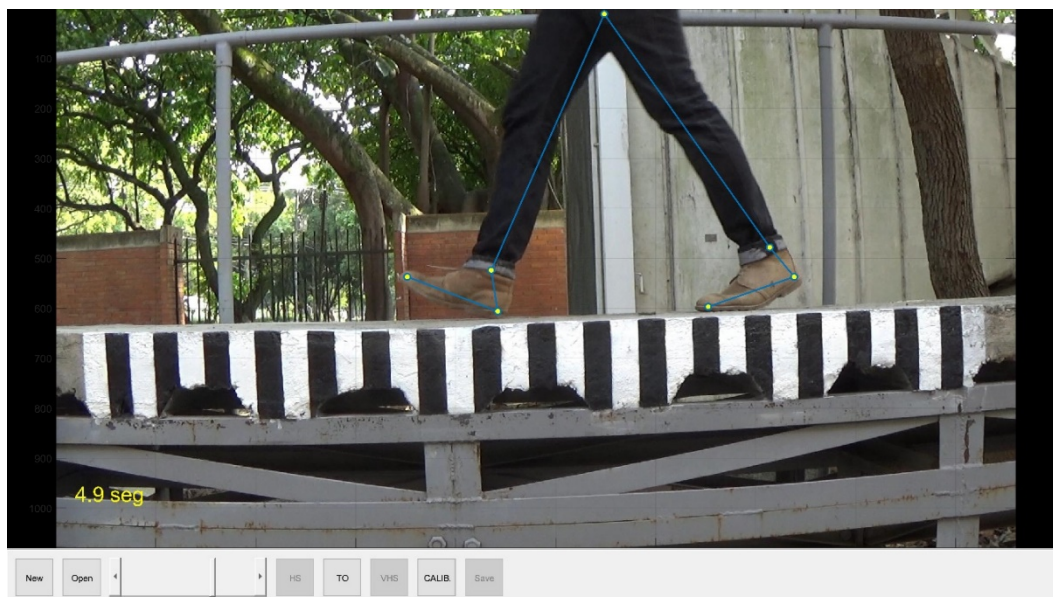


Figura 4-4. Interfaz gráfica para procesamiento digital de imágenes para la estimación de parámetros cinemáticos

siglas en inglés “*Short-time Fourier transform*”). Al finalizar el pre- y procesamiento de la señal, la herramienta genera un reporte automático que consigna los parámetros empleados y resultados de cada análisis, así como la descripción del tratamiento que se aplicó a la señal. De igual manera, se desarrolló un protocolo para la estimación de parámetros cinemáticos, a través del procesamiento digital de imágenes de los videos tomados de los EIHE. Se analizaron los videos enfocados en la zona media del puente peatonal, en los que tomó como medida de referencia la escala monocromática del *UV HSI Footbridge Testbed*. Se desarrolló una herramienta computacional en lenguaje M que permite estimar los parámetros cinemáticos de la marcha de manera cuasi-automática (Figura 4-4). La herramienta requiere que se identifique un ciclo completo de marcha, que se compone de dos apoyos monopodales o simples y un apoyo bipodal o doble. El ciclo de caminata inicia en la fase de impacto de talón (HS, de sus siglas en inglés “*heel strike*”) del primer pie; este instante se identifica y gráficamente se representa la postura de la persona, para así estimar la longitud de paso y el ángulo de impacto. Posteriormente, se identifican los instantes del despegue (TO, de sus siglas en inglés “*Toe-Off*”) y el HS del segundo pie, para así estimar la velocidad de caminata y duración del apoyo doble. Finalmente, se estima de manera aproximada la velocidad de impacto del primer pie, identificando gráficamente la postura de la persona, un marco anterior al identificado como el HS del primer pie.

## 4.2.2 Estadísticas de características peatonales

Las características de los voluntarios, en términos del promedio  $\pm$  una desviación estándar, se muestra en la Tabla 4-1 y se ilustra en la Figura 4-5. Según Durán [73], los promedios de altura para la mujer y el hombre colombiano son  $160 \pm 11$  cm y  $172 \pm 13$  cm, respectivamente, luego, la muestra evaluada puede ser considerada como una adecuada representación de la población colombiana. Por lo anterior, se puede inferir que los modelos ajustados con los datos presentados pueden tener una buena precisión en la simulación del tráfico peatonal colombiano en puentes peatonales.

Tabla 4-1. Características antropométricas de la muestra evaluada.

Característica antropométrica	Hombres		Mujeres	
	$\bar{x}$	$\pm\sigma$	$\bar{x}$	$\pm\sigma$
Altura (cm)	173.2	6.35	162.62	6.85
Peso (kg-f)	71.55	12.36	57.80	6.05
Longitud de pie (cm)	26.13	1.88	24.07	1.49

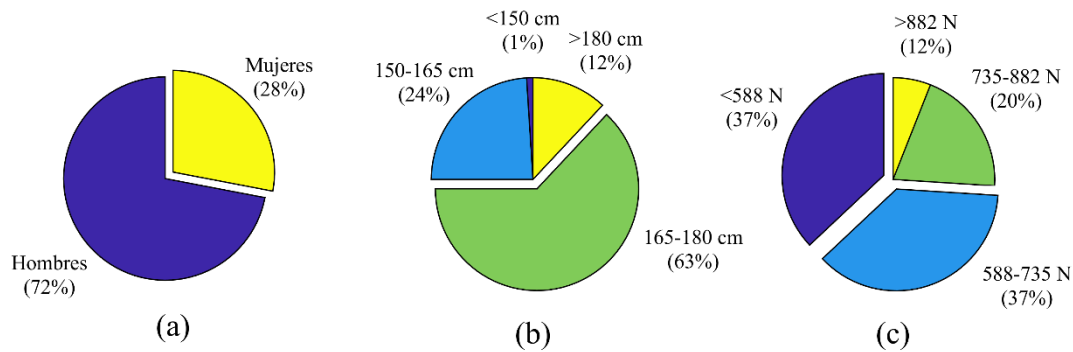


Figura 4-5. Estadísticas de la muestra evaluada (100 personas): (a) género, (b) altura, (c) peso.

Se desarrolló un histograma de percepciones de velocidad con la encuesta realizada a cada participante (Figura 4-6), el cual confirma que el rango de frecuencia seleccionado es adecuado para el análisis propuesto. La Figura 4-6 muestra que la mayoría de los participantes consideran que las frecuencias de paso entre 1.77 y 1.99 Hz son normales. Dado que el seguimiento del centro de presión puede aumentar la precisión de la simulación de la fuerza de reacción del suelo, se presenta en la Tabla 4-2 una parametrización de la longitud promedio del pie expresada como un porcentaje de la altura del cuerpo. Los resultados muestran concordancia con algunos modelos paramétricos reportados en [74].

Tabla 4-2- Parametrización de la longitud de pie en función de la altura.

Sexo	Porcentaje de altura
Masculino	$0.1509 \pm 0.0088$
Femenino	$0.1479 \pm 0.0095$

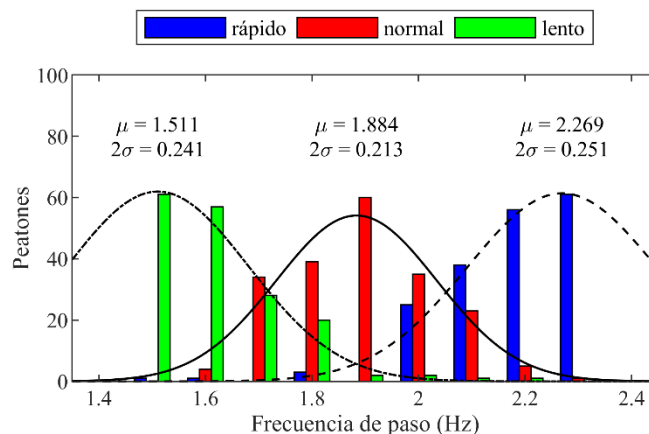


Figura 4-6. Histograma de percepción de velocidad en los EIHE

Los parámetros cinemáticos de la marcha se determinaron directamente a través del procesamiento digital de imágenes de los videos tomados en los EIHE. Los parámetros identificados fueron:

- Velocidad de la marcha (m/s): cociente entre la longitud de paso y el tiempo entre los HS inicial y final.
- Longitud de paso (cm): diferencia entre la componente horizontal de las posiciones de los tobillos.
- Duración de doble apoyo (%): cociente entre la duración desde HS a TO del primer pie, y la duración del ciclo completo.
- Ángulo de impacto: tangente inversa de la pendiente del segmento entre el nodo de la cadera y el tobillo.
- Velocidad de impacto del talón: cociente entre la distancia del nodo talón un marco anterior al HS y en el HS, y la duración de dicha transición.

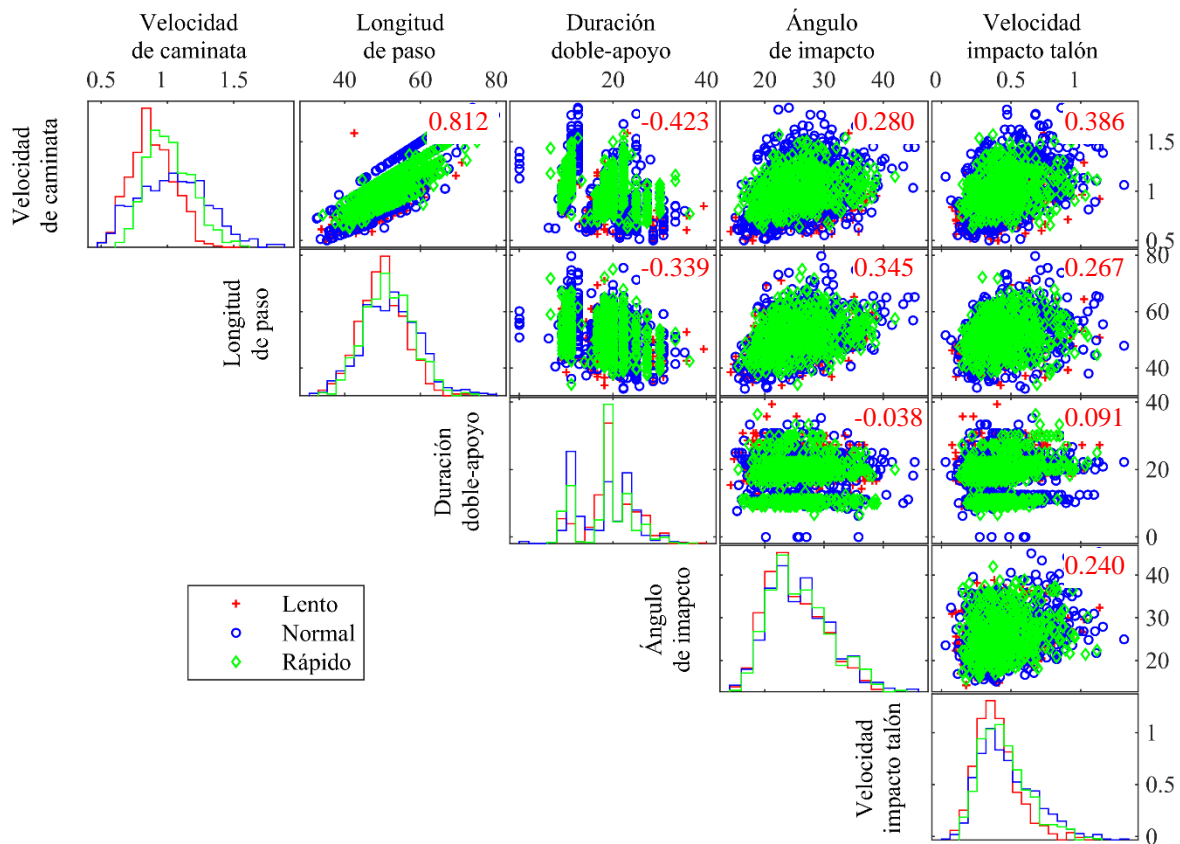


Figura 4-7. Matriz de diagramas de dispersión para los parámetros cinemáticos

Se desarrolló un diagrama de dispersión para mostrar gráficamente las potenciales correlaciones entre pares de parámetros cinemáticos. La Figura 4-7 muestra una relación casi nula entre el ángulo de impacto y la duración del soporte doble. Además, se observan correlaciones débiles entre: la velocidad de golpe del talón y la velocidad de la marcha, y la duración del doble apoyo y la velocidad de la marcha. Tal como se espera, se muestra una fuerte relación lineal aparente entre la longitud del paso y la velocidad de la marcha. El coeficiente de correlación de la muestra, o coeficiente de correlación de Pearson ( $r_{xy}$ ), se utilizó para cuantificar la intensidad de la relación lineal entre todos los pares de parámetros cinemáticos. Los valores de  $r_{xy}$  de cada correlación se muestra en la esquina superior derecha de cada gráfica de la matriz de diagramas de dispersión. Los resultados mostrados en la Figura 4-7 confirman una fuerte correlación (0.812) entre la velocidad de la marcha y la longitud del paso. Por lo tanto, se propone una función lineal para estimar la longitud del paso utilizando la velocidad de la marcha del peatón (Figura 4-8). Donde  $l_s$  y  $v_g$  representan la longitud de paso y velocidad de caminata, respectivamente.

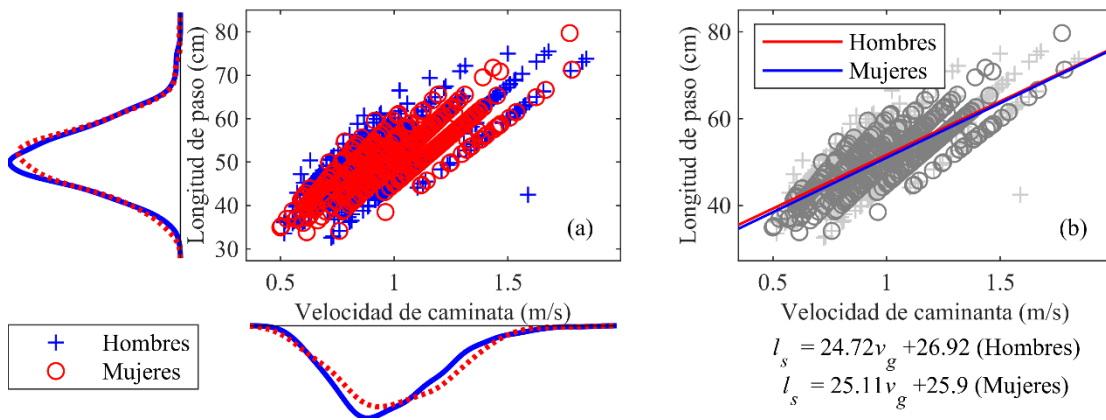


Figura 4-8. Relación entre la velocidad de la marcha y la longitud del paso.

En la Figura 4-9 se relacionan las frecuencias de paso identificadas a través de las respuestas en aceleración de la estructura ( $f_g^1$ ) y del procesamiento de los videos de los EIHE ( $f_g^2$ ). Las frecuencias  $f_g^1$  se pueden asumir con los valores promedio en el trayecto de cada peatón, mientras que  $f_g^2$  son las frecuencias identificadas en la mitad de la luz del puente (ubicación de la cámara). Aunque, debido a la discretización de los videos, las frecuencias  $f_g^2$  están

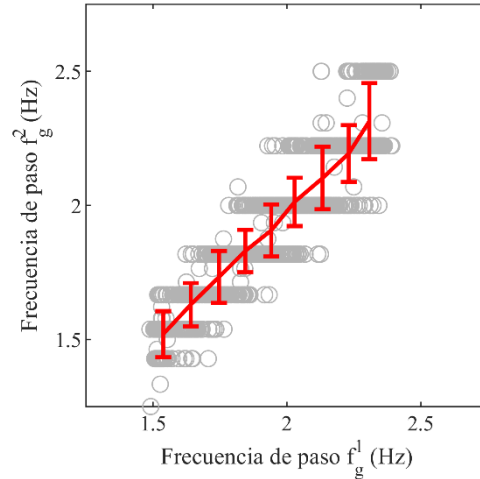


Figura 4-9. Relación entre la frecuencia de paso identificada a través de registros de aceleración y procesamiento digital de imágenes

agrupada en bandas, se encuentran diferencias entre ambas frecuencias, estas variaciones posiblemente se deben a la interacción con las vibraciones de la estructura y/o a la intra-variabilidad de los peatones. De igual manera se podría asumir que las débiles correlaciones entre los parámetros cinemáticos de la caminata son consecuencia de la interacción y/o intra-variabilidad de los peatones. Se estimó el coeficiente de correlación lineal entre la frecuencia de paso identificada y la longitud de paso (0.32), el cual indica una correlación casi inexistente; estos resultados concuerdan con lo reportado por Živanović et al. [1,25,75], en los que concluyen que estas variables son aleatorias e independientes. Adicionalmente, se incluyó el índice de masa corporal (IMC) en la relación analizada (frecuencia de paso-longitud de paso), sin embargo, no se presenta una tendencia representativa para estimar alguna función predictiva (Figura 4-10).

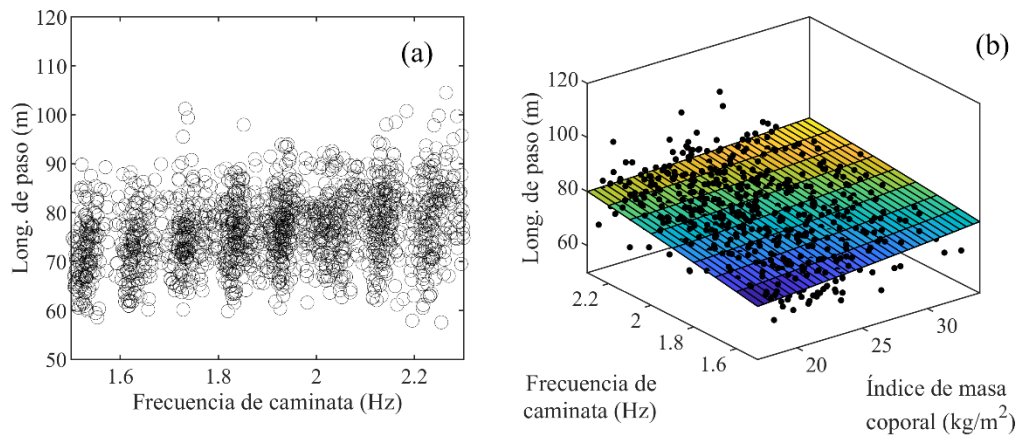


Figura 4-10. Análisis de la relación entre: (a) frecuencia de paso y la longitud de paso, y (b) frecuencia de paso, índice de masa corporal y longitud de paso.



### 4.2.3 Estadísticas de respuesta de vibración

El comportamiento dinámico de la estructura se analizó durante los EIHE. Las pruebas controladas ( $f_p$  definida) y no-controladas ( $f_p$  preferida) se analizaron a través de las aceleraciones pico y las reacciones pico, y las raíces de la media cuadrática (*rms*, del inglés *root mean square*) de las aceleraciones y las reacciones del puente peatonal. Las aceleraciones pico estuvieron en un rango entre  $0.03$  y  $1.24 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$  (Figura 4-11a) y sus mayores amplitudes ocurrieron en el rango de frecuencias entre  $1.9$  y  $2.2 \text{ Hz}$ . Esto se debe a que, en este rango, la frecuencia aproximada del segundo armónico del peatón ( $3.0 - 4.6 \text{ Hz}$ ) es similar a la frecuencia fundamental de la estructura ( $3.856 \text{ Hz}$ ). Este efecto también se observó en las *rms* de las aceleraciones (Figura 4-11b), las fuerzas de reacción pico y *rms* (Figuras 4-11c, d).

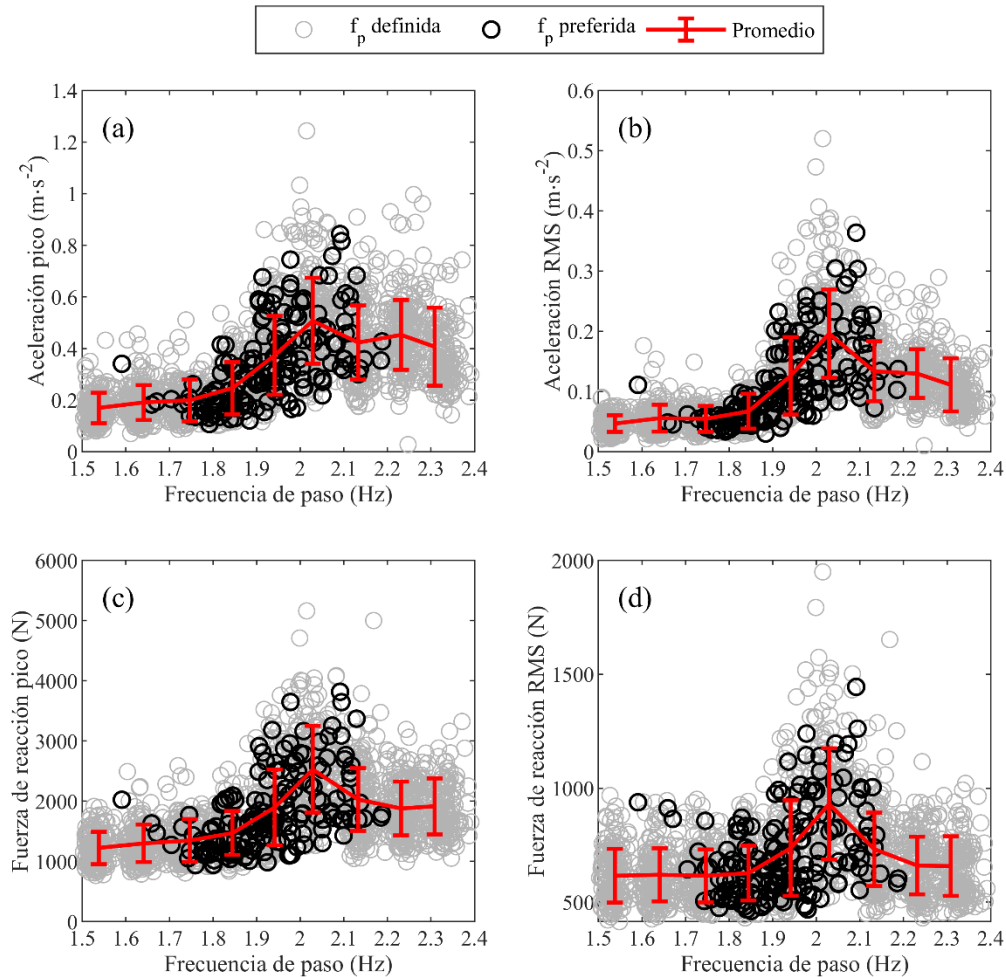


Figura 4-11. Resultados de los EIHE: (a) aceleraciones pico normalizadas con el peso del peatón, (b) RMS de aceleraciones, (c) fuerzas de reacción pico normalizadas con el peso del peatón, y (d) RMS de fuerzas de reacciones.

Con la finalidad de evaluar la incidencia de la masa del peatón en la respuesta de la estructura, se analizaron las respuestas en aceleración pico dividiendo los registros según la masa de los peatones. Se establecieron cinco grupos a partir de los siguientes rangos de masa ( $M$ ): (a)  $M < 61.0$  kg, (b)  $61.0 < M < 72.0$  kg (c)  $72.0 < M < 83.0$  kg (d)  $83.0 < M < 94.0$  kg (e)  $M > 94.0$  kg.

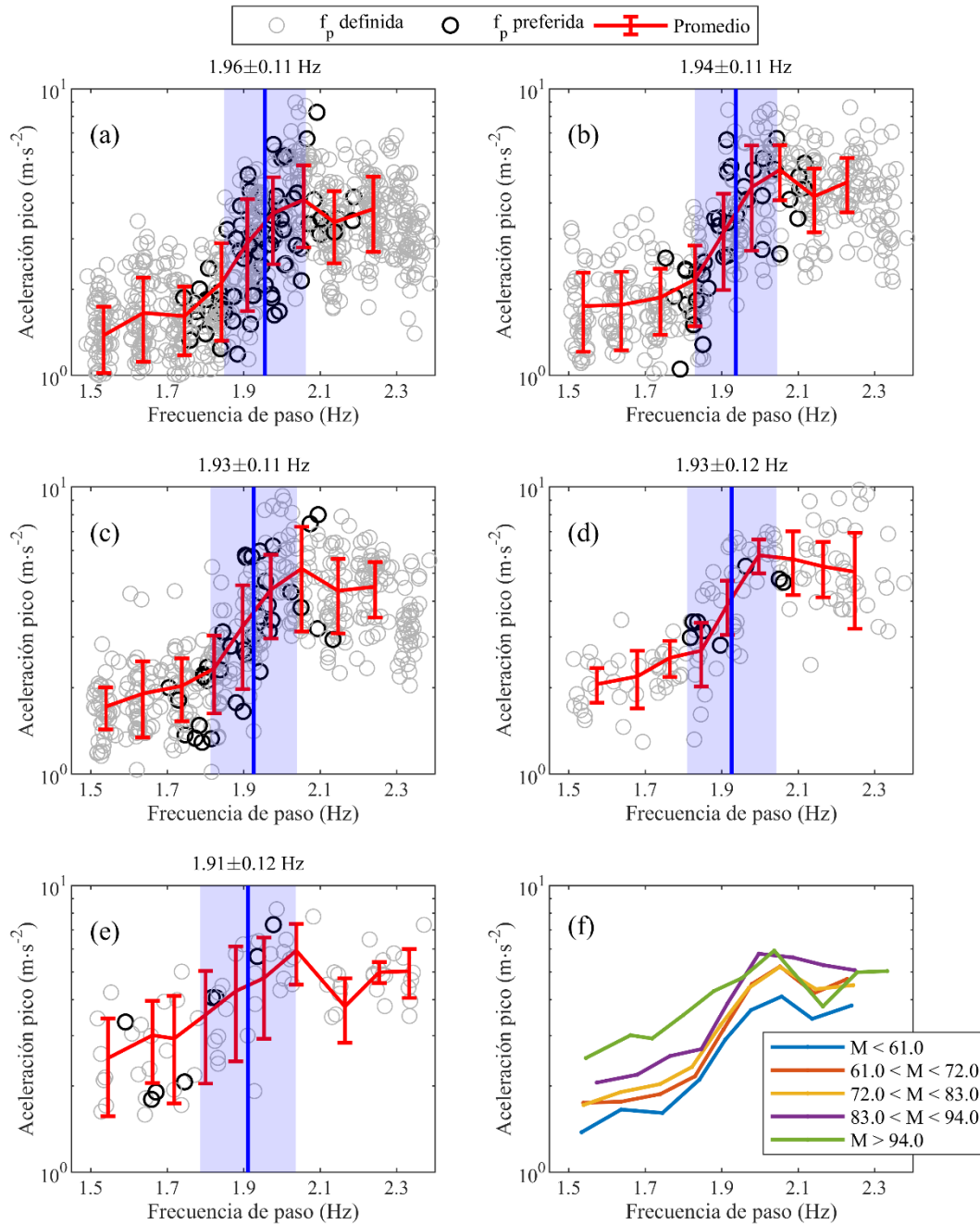


Figura 4-12. Análisis de respuesta en aceleración pico en función de la masa de los peatones: (a)  $M < 61.0$  kg, (b)  $61.0 < M < 72.0$  kg (c)  $72.0 < M < 83.0$  kg (d)  $83.0 < M < 94.0$  kg (e)  $M > 94.0$  kg (f) comparación de tendencias de los grupos de peatones.



En las Figuras 4-12a-e se muestran las aceleraciones pico de las pruebas controladas ( $f_p$  definida) y no-controladas ( $f_p$  preferida) en función de la frecuencia de paso identificada; los valores promedio de las pruebas controladas y su error se muestran con una línea roja sólida. En la Figura 4-12-f se comparan las tendencias promedio de cada grupo de peatones y se observa que, en general, la masa del peatón tiene una relación directa con la amplitud de la respuesta en aceleraciones pico. En la Figura 4-12 también se muestran los promedios de las frecuencias de caminata, elegidas por cada grupo de peatones en los ensayos no-controlados. Las Figuras 4-12a-e muestran una relación inversamente proporcional entre la frecuencia seleccionada por los peatones y la masa de los peatones, lo cual se supone lógico, si se tiene en cuenta el gasto energético en el movimiento del peatón.

Autores como Živanović [1], Bachman [3] y Racic et al. [4], consideran que la influencia de las personas en el amortiguamiento de la estructura es uno de los factores más importantes en el análisis de la IHE. Para analizar la influencia de un peatón sobre la estructura de referencia, se propone analizar una hipótesis en la que las características antropométricas están asociadas al cambio en el amortiguamiento. El IMC es un indicador que se utiliza para clasificar a una persona, en general, con bajo peso, peso normal, sobrepeso u obesidad, según la masa corporal (músculo, grasa y hueso) y la altura. Los rangos de IMC generalmente se establecen como: bajo peso, menos de  $18.5 \text{ kg/m}^2$ , peso normal,  $18.5$  a  $25 \text{ kg/m}^2$ ; sobrepeso,  $25$  a  $30 \text{ kg/m}^2$ ; obesidad, más de  $30 \text{ kg/m}^2$  [76]. Para este caso de estudio, se dividieron los registros de acuerdo con el sexo y el IMC del peatón. Las Figuras 4-13a y b muestran las tendencias de hombres y mujeres, respectivamente, que relaciona la frecuencia de paso identificada promedio y la aceleración pico promedio en la mitad de la luz de los grupos, clasificados a partir del IMC. Los resultados reportados para los sujetos masculinos, en general, son similares a las tendencias presentadas en la clasificación de masas (Figura 4-12f), es decir, entre mayor sea el IMC del peatón, se presentan mayores amplitudes de aceleración pico. Por otro lado, el grupo femenino induce menores amplitudes de aceleraciones pico, a medida que incrementa el IMC del peatón. La diferencia de resultados entre los sexos puede estar asociada a que los hombres tienden a desarrollar mayor masa muscular que las mujeres [77] y, por lo tanto, la dinámica de estos sistemas estaría asociado a un sistema más rígido y menos amortiguado que el de las mujeres.

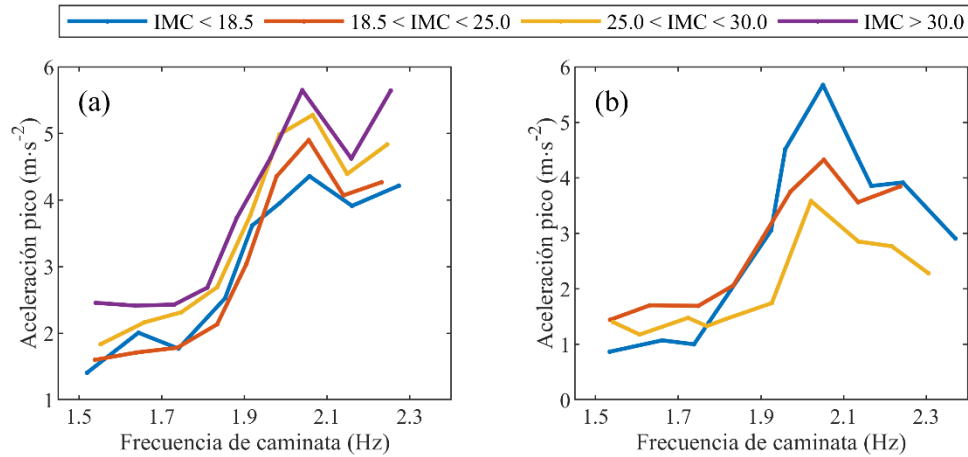


Figura 4-13. Análisis de respuesta en aceleración pico en función del IMC de los peatones: (a) hombres y (b) mujeres

## 4.2.4 Correlación entre caminata y respuesta de vibración

### 4.2.4.1 Muestra global

La Figura 4-14 muestra una visión global de las tendencias que presentan las frecuencias predominantes de la estructura durante los EIHE. En el primer eje coordinado de izquierda a derecha de la Figura 4-14, se observa que las frecuencias predominantes de los registros de aceleración están asociadas al primer modo de vibración de la estructura (3.86 Hz). Sin embargo, al aplicar una distribución normal para ajustar los valores de frecuencia

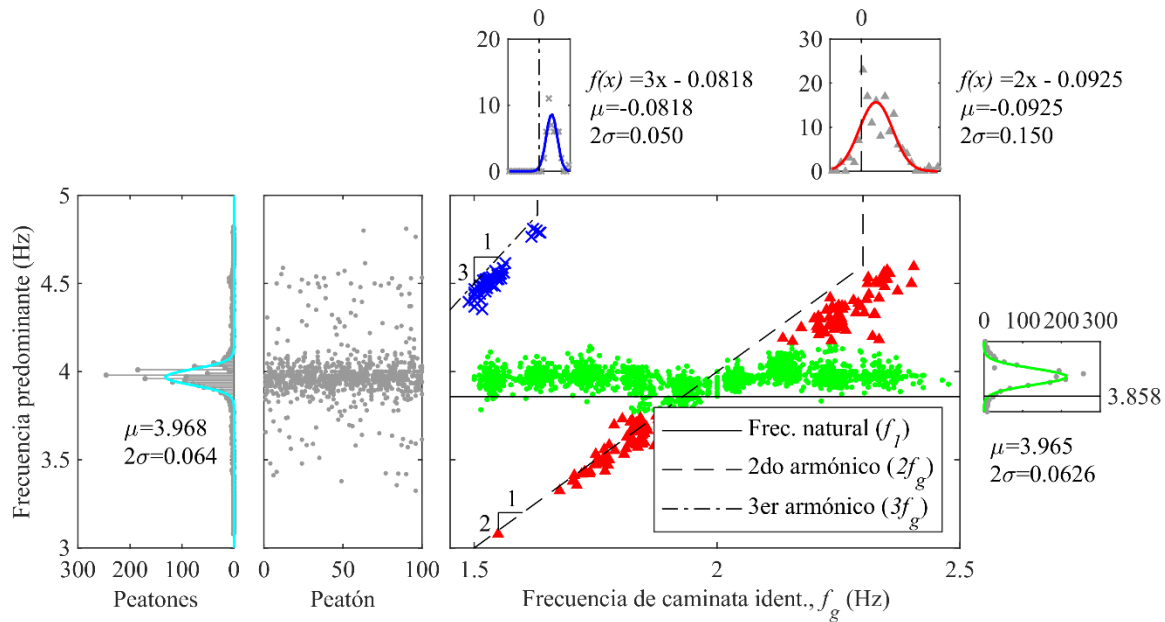


Figura 4-14. Frecuencia de vibración predominante de la estructura durante los EIHE

predominante, se encuentra que el valor medio es  $3.97 \text{ Hz} \pm 0.03 \text{ Hz}$ , el cual es superior a la frecuencia fundamental de la estructura vacía, en aproximadamente  $0.1 \text{ Hz}$ ; esto es contraintuitivo, ya que se espera que la masa adicional del peatón reduzca ligeramente la frecuencia fundamental de la estructura. No obstante, este efecto ya ha sido reportado por Živanović et al. [28], quienes cuantificaron los efectos de personas en las propiedades dinámicas (frecuencias y razones de amortiguamiento) de un puente peatonal en escala natural. Los autores analizaron la acción pasiva y activa de grupos de 2, 4, 6 y 10 personas en el puente peatonal de losa postensada de *Sheffield University*. Para cada escenario de carga, determinaron las propiedades dinámicas de la estructura ocupada a través de FRF. Los autores encontraron que, ya sea en forma pasiva o activa, la estructura presenta un incremento en el amortiguamiento debido a la presencia de personas.

De igual forma, reportaron que la presencia de personas en reposo disminuye la frecuencia predominante durante el registro, mientras que las mismas personas caminando la aumentan (Figura 4-15). También, Villamizar et al. [78] realizaron una comparación de la variación de la frecuencia fundamental de un sistema de losa con masa adicional, utilizando sacos de arena y personas. Los resultados en [78] muestran un aumento en las tendencias de las frecuencias predominantes del sistema durante la presencia de personas. Cantero et al. [79], en una investigación similar, analizan la evolución de las propiedades modales de un puente durante el paso de un camión, reportando un aumento en la frecuencia fundamental de la estructura debido a la presencia del camión. Los autores propusieron un modelo de dos grados de libertad (GDL) para explicar este comportamiento, que representa el sistema acoplado

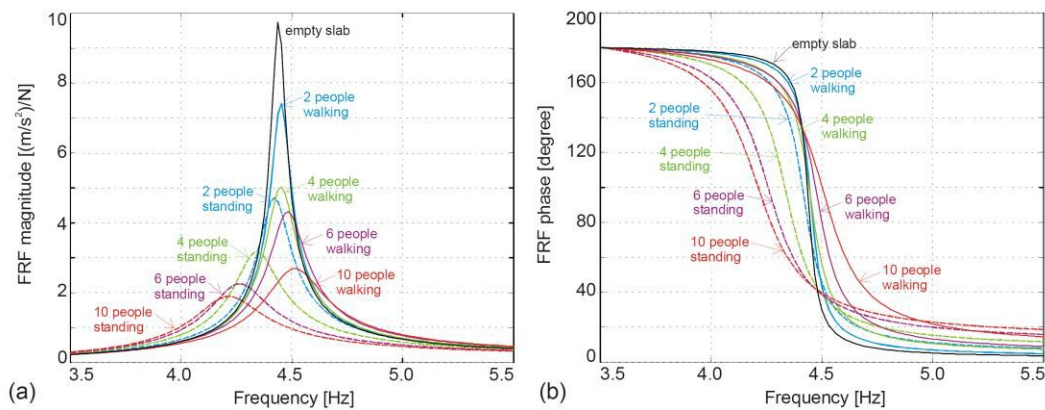


Figura 4-15. Curvas experimentales de magnitud y fase de FRF del primer modo de vibración vertical de la estructura con diferentes números de personas caminando a lo largo de la estructura: (a) Modo 1 - Curvas de magnitud de FRF. (tomado de Živanović et al. [28])

puente-vehículo, con una rigidez constante (suspensión del vehículo) y una rigidez variable del puente que depende de la posición del vehículo y las masas respectivas.

La Figura 4-14 en el segundo eje coordenado, muestra una correlación entre la frecuencia de marcha identificada y la frecuencia predominante del sistema acoplado durante los EIHE; esta relación refleja tres bandas bien definidas, que corresponden a la frecuencia fundamental de la estructura y los dos primeros armónicos de la carga antrópica.

#### 4.2.4.2 Muestra individual

Se analizaron los registros de un voluntario empleando la Transformada de Fourier de Tiempo Corto (STFT, por sus siglas en inglés “*Short-time Fourier transform*”), con la finalidad de establecer las posibles causas del incremento en la frecuencia predominante del sistema durante los EIHE. En la Figura 4-16 se muestra el comportamiento de la frecuencia predominante del registro, durante la caminata del voluntario identificado como 0393; se identifican la frecuencia fundamental de la estructura vacía ( $f_1 = 3.858 \text{ Hz}$ ), la frecuencia de paso ( $\Delta G_0$ ) y los primeros tres armónicos de la caminata ( $\Delta G_{1-3}$ ). El comportamiento identificado de la frecuencia predominante oscila entre la frecuencia fundamental de la estructura vacía y el segundo armónico de la caminata, lo que podría indicar que la persona en movimiento estaría actuando como una carga externa.

De igual manera, se analizaron los registros del sujeto 0393 para diferentes frecuencias de paso, y se encontraron comportamientos similares. La frecuencia predominante durante la caminata del peatón oscila entre la frecuencia fundamental de la estructura vacía y el

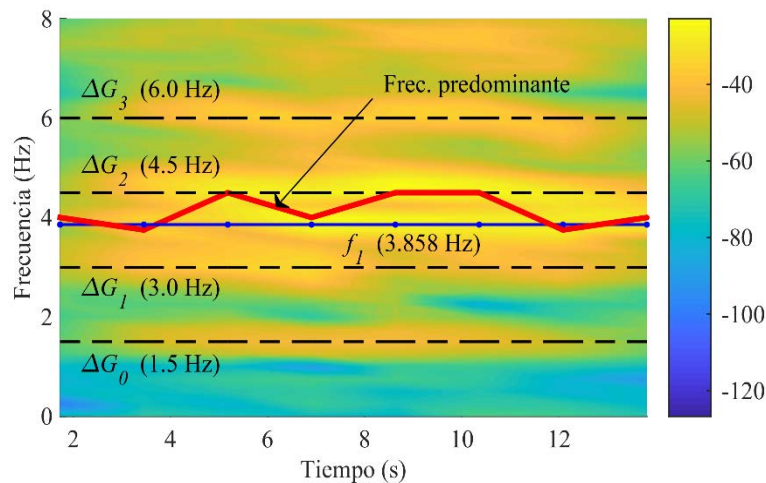


Figura 4-16. STFT de los registros de aceleraciones del voluntario con frecuencia de paso 1.5 Hz.

armónico más cercano a dicha frecuencia. Sin embargo, en las frecuencias de caminata en las que su segundo armónico coincide con la frecuencia fundamental de la estructura se observa una pequeña variación en el comportamiento que no obedece a los armónicos de la marcha. Debido a las aproximaciones que se realizan al emplear la STFT, no se podría concluir con certeza que estas variaciones son debidas a la IHE.

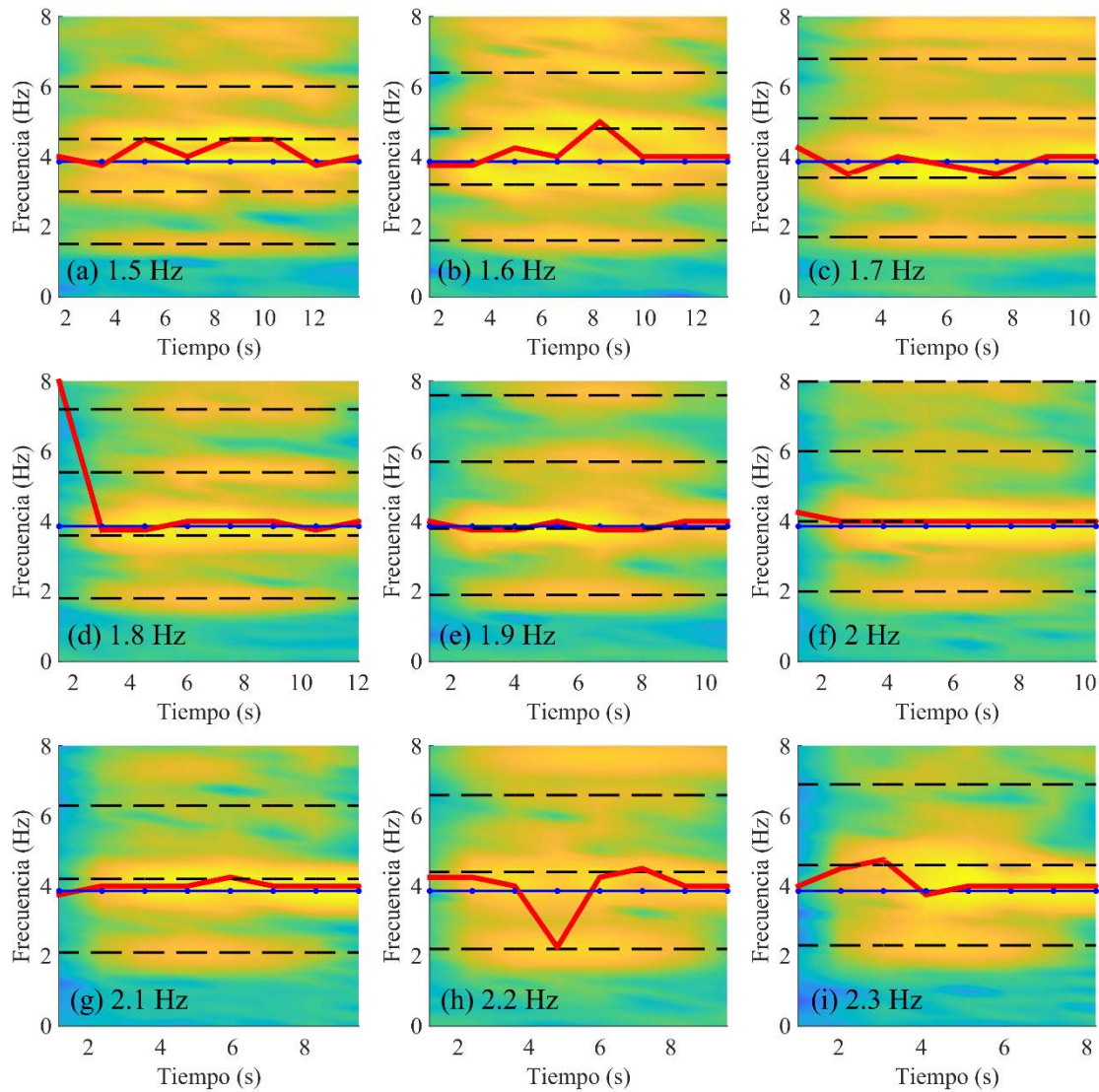


Figura 4-17. STFT de los registros de aceleraciones de los ensayos controlados del voluntario 0393.

## Capítulo 5. Modelos de interacción humano-estructura

Como se ha mencionado en secciones anteriores, en la literatura se reporta una amplia gama de modelos que pretenden simular las vibraciones generadas por el movimiento de las personas, y la interacción que ocurre entre el peatón y la estructura. A medida que avanza la investigación en IHE, los modelos se vuelven cada vez más sofisticados para abarcar los efectos de interacción dinámica, sin embargo, para efectos de esta investigación, que pretende plantear un marco de referencia, se implementaron dos tipos de modelos simples que contemplan algún aspecto de la IHE: modelos de fuerza móvil (FM) y modelos sistema masa-resorte-amortiguador (SMD, de sus siglas en inglés “*Spring-Mass-Damper*”) de un GDL móvil (MSMD). Para cada tipo de modelo se evaluaron dos aproximaciones, la primera reportada en la literatura (pulso continuo) y la segunda consiste en una propuesta que considera la longitud de paso en su formulación (pulso discreto), por lo tanto se analizaron cuatro modelos simples: *i*) modelo fuerza móvil pulso-continuo (FM P-C), *ii*) modelo fuerza móvil pulso-discreto (FM P-D), *iii*) modelo SMD de un GDL móvil pulso-continuo (MSMD P-C) y *iv*) modelo SMD de un GDL móvil pulso-discreto (MSMD P-D).

### 5.1 Modelo de la estructura

La estructura se simuló como una viga simplemente apoyada, con longitud  $L_b$ , masa uniformemente distribuida  $\bar{m}_b$  y frecuencia natural  $f_b$ . La representación del puente peatonal a partir de una viga simplemente apoyada se considera conveniente, ya que, en la mayoría de los casos, los modos ( $\phi_n$ ) y frecuencias naturales ( $\omega_n$ ) de los puentes peatonales pueden ser descritos como dicha viga [15,65,71,72,80]. El desplazamiento de la viga,  $y(x, t)$ , sujeta a

una carga externa,  $p(x, t)$ , se describe a través de la Ec. (1). Donde  $m_b$ ,  $c_b$  y  $k_b$  representan la masa, rigidez y amortiguamiento de la estructura.

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[ EI(x) \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x^2} \right] + m(x) \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} + c(x) \frac{\partial y(x, t)}{\partial t} = m_b \ddot{y}(x, t) + c_b \dot{y}(x, t) + k_b y(x, t) = p(x, t) \quad (1)$$

$$y(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(x) Y_n(t) = \Phi(x) \mathbf{Y}(t) \quad (2)$$

$$\phi_n(x) = \sin\left(\frac{n\pi}{L} x\right) \quad (3)$$

$$\ddot{Y}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{Y}_n(t) + \omega_n^2 Y_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (4)$$

$$M_n = \int_0^L [\phi_n(x)]^2 m(x) dx \quad (5)$$

$$P_n(t) = \int_0^L \phi_n(x) p(x, t) dx \quad (6)$$

Aplicando el método de separación de variables (Ec. (2)), el desplazamiento de la viga se puede expresar como se muestra en la Ec. (4), donde  $\phi_n(x)$  es la  $n$ -ésima forma modal que es descrita por una función sinusoidal (Ec. (3)). La frecuencia fundamental de la viga ( $\omega_n$ ), es función del módulo de rigidez ( $EI$ ), la masa distribuida de la estructura ( $\bar{m}$ ) y su longitud ( $L$ ). Las Ecs. (5) y (6) representan la masa y la carga externa del  $n$ -ésimo modo de vibración. La Ec. (7) es la representación matricial del sistema dinámico descrito, las matrices  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  y  $\mathbf{K}$  se calculan a partir de las Ecs. (10), (11) y (12).

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{Y}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{Y}(t) = \mathbf{P}(t) \quad (7)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} M_1 & & & \\ & M_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & M_n \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} 2\zeta_1 \omega_1 M_1 & & & \\ & 2\zeta_2 \omega_2 M_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & 2\zeta_n \omega_n M_n \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 M_1 & & & \\ & \omega_2^2 M_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_n^2 M_n \end{bmatrix} \quad (10)$$

## 5.2 Modelo de fuerza móvil

- Modelo FM pulso-continuo

Actualmente, algunos códigos de diseño han establecido modelos numéricos para considerar las vibraciones producidas por el movimiento de las personas [11–13,33]. Para el diseño de nuevas estructuras, comúnmente se emplea un modelo determinístico de fuerza móvil (FM). En el modelo FM cada peatón es representado como una fuerza externa que viaja a velocidad constante  $v_p$  (Figura 5-1). El peatón aplica una fuerza periódica en las tres direcciones: vertical, horizontal-lateral y horizontal-longitudinal, que se conocen como fuerzas de reacción del suelo (GRF, de sus siglas en ingles “*Ground Reaction Forces*”). En esta investigación solo se consideraron las GRF en la dirección vertical (Figura 5-2). Autores como Bachman [81], Živanović [1], Caprani y Ahmadi [15,80], entre otros, han expresado las GRF como una serie de Fourier (Ec. (11))

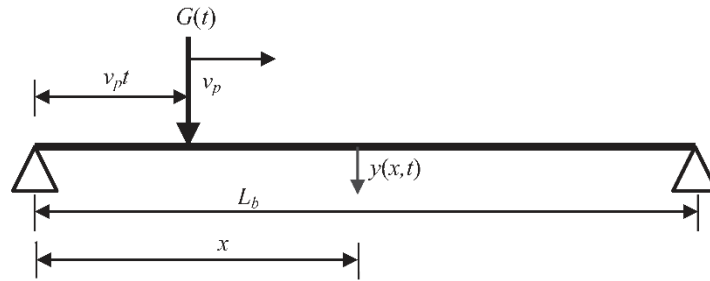


Figura 5-1. Modelo FM de un peatón (modificado de Caprani et al. [15])

$$G(t) = W \sum_{k=0}^r \eta_k \cos(2\pi k f_p t + \varphi_k) \quad (11)$$

$$P_n(t) = \int_0^L \phi_n(x) (G(t) \delta(x - x_p)) dx = \phi_n(x_p) G(t) \quad (12)$$

En donde  $W$  es el peso del peatón,  $f_p$  es la frecuencia de paso y  $\eta_k$  es el factor dinámico de carga (DLF, de sus siglas en ingles “*Dynamic Load Factor*”) para el  $k$ -ésimo armónico ( $\eta_0 = 0$ ).  $\varphi_k$  se refiere al ángulo de fase del  $k$ -ésimo armónico ( $\varphi_0 = 0$ ). Por último,  $k$  representa el número total de armónicos que se consideran dentro del análisis. Se han propuesto diferentes valores de DLFs en la literatura, en la Tabla 5-1 se muestran algunas de las referencias.



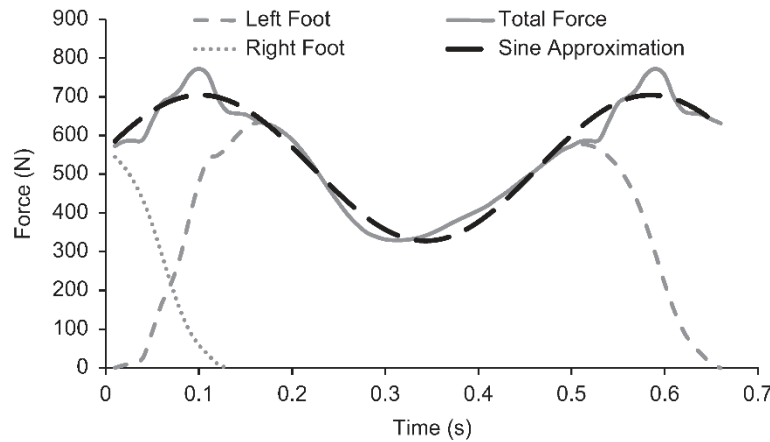


Figura 5-2. Fuerzas típicas de reacción del suelo y modelo de fuerza aproximado (tomado de Caprani et al. [15])

Tabla 5-1. Factores dinámicos de carga reportado en la literatura.

$k$	Bachman [81]		ISO 10137 [33]		Willford et al. [82]		Brownjohn et al. [83]	
	$f_p$ (Hz)	$\eta_k$	$f_p$ (Hz)	$\eta_k$	$f_p$ (Hz)	$\eta_k$	$f_p$ (Hz)	$\eta_k$
1	2	0.4	1.2-2.4	$0.37(f_p - 1.0)$	1-2.8	$0.41(f_p - .95) < 0.56$	1.3-2.4	$0.37f_p - 0.42$
2	4	0.1	2.4-4.8	0.10	2-5.6	$0.065 + .0056f_p$	2.6-4.8	0.053
3	6	0.1	3.6-7.2	0.06	3-8.4	$0.033 + .0064f_p$	3.9-7.2	0.042
4	-	-	4.8-9.6	0.06	4-11.2	$0.013 + .0065f_p$	5.2-9.6	0.041
5	-	-	6.0-12.0	0.06	-	-	6.5-12.0	0.027
6	-	-	-	-	-	-	7.8-14.4	0.017

- Modelo FM pulso-discreto

La caminata se puede definir como un modo de locomoción bípeda con actividad alternante de los miembros inferiores, que se caracteriza por una sucesión de apoyo doble y simple, por lo que durante la caminata el peatón está, en cada instante, en contacto con la superficie [84]. Aunque el movimiento es continuo, las GRFs son aplicadas durante el contacto de cada pie. Una de las idealizaciones de los modelos de carga externa que podrían incurrir en errores de estimación de la respuesta es la aplicación “continua” de la función de carga en el espacio. A continuación, se presenta una variación del modelo de carga externa en el que se considera la aplicación puntual de las cargas antrópicas, en función de la frecuencia y la longitud de paso.

En la formulación de la carga externa se incorpora una función de transición  $T(t)$ , que estima el porcentaje de carga en la fase de doble apoyo. Algunos autores [85] han propuesto

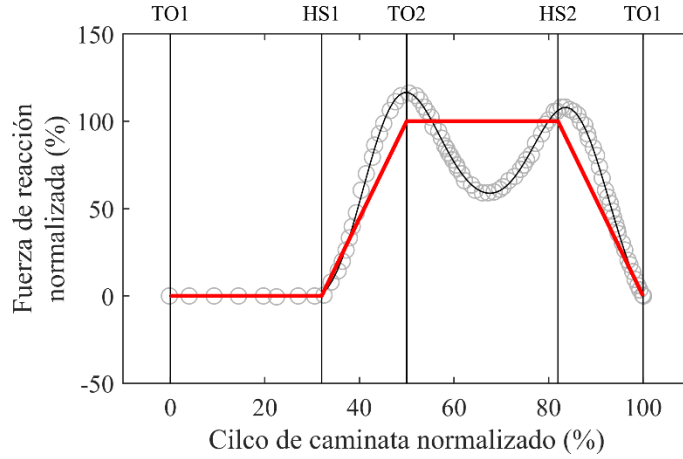


Figura 5-3. Función de transición de cargas en los apoyos de la caminata Ren et al. [80].

funciones que emplean complejos modelos matemáticos para estimar la transición de carga entre apoyos [85]. Sin embargo, Ren et al. [86] proponen una función lineal que logra una buena aproximación para la simulación de las GRFs [87] (Figura 5-3). En esta formulación se adoptó la función lineal propuesta por Ren et al. [86], donde  $x_1$  y  $x_2$  son las posiciones de los apoyos del modelo (Ec. (13)).

$$\begin{aligned}
 P_n(t) &= \int_0^L \phi_n(x) \left( G(t) \left( T(t) \delta(x - x_1) + (1 - T(t)) \delta(x - x_2) \right) \right) dx \\
 &= \phi_n(x_1) G(t) T(t) + \phi_n(x_2) G(t) (1 - T(t))
 \end{aligned} \tag{13}$$

Usualmente, la caminata se ha simplificado como un comportamiento perfectamente periódico, en el que diferentes autores [17,65,87] han establecido que un ciclo completo de caminata inicia y finaliza con el contacto de un mismo pie. La caminata se divide en dos etapas: apoyo y balanceo. La fase de apoyo se refiere al periodo en el que el pie se encuentra en contacto con el suelo; esta inicia con el contacto del talón (HS) y finaliza con el despegue de los dedos del mismo pie (TO). A partir del TO inicia la etapa de balanceo del pie, en la que el pie avanza en el aire y finaliza cuando entra en contacto con la superficie. Se ha estimado que la fase de apoyo constituye el 60-70% del ciclo de caminata y el balanceo el 30-40% restante [17]. Cuando ambos pies se encuentran en contacto con la superficie se denomina apoyo doble, esto ocurre dos veces en un ciclo de caminata y constituye alrededor del 20% del ciclo (~10% cada doble apoyo). Para esta investigación, se adoptaron los porcentajes de duración de contacto de la caminata que establecen Ren et al. [87], donde la

fase de balanceo ocurre entre 0% y 32%, la fase de apoyo entre 32% y 100%, y la fase de doble apoyo ocurre entre 32% y 52%.

### 5.3 Modelo SMD de un GDL móvil

- Modelo MSMD pulso-continuo

En la revisión de literatura sobre IHE, se encuentra que autores como Shahabpoor et al. [88], Van Nimmen et al. [89], da Silva et al. [90], entre otros [15,70,80,91,92], han modelado la dinámica del peatón como un sistema masa-resorte-amortiguador de un GDL (SMD, de sus siglas en inglés “*Spring-Mass-Damper*”), con la finalidad de considerar los diferentes aspectos de la IHE. El cuerpo humano es modelado como una masa concentrada  $m_p$ , las piernas se representan con un resorte lineal sin masa, de rigidez  $k_p$ , y un amortiguador viscoso con una constante de amortiguamiento  $c_p$ . Al igual que la propuesta de Caprani et al. [80], el sistema SMD se desplaza de manera constante a una tasa equivalente a la velocidad del peatón, por lo cual se denomina un modelo SMD móvil o MSMD. De acuerdo con Živanović et al. [25], y los resultados obtenidos en los EIHE de esta investigación, la frecuencia ( $f_p$ ) y longitud de paso ( $l_p$ ) pueden considerarse variables aleatorias independientes, por lo que la velocidad del MSMD puede ser calculada como  $v_p = l_p f_p$ . Adicionalmente, el modelo incluye una fuerza externa en la que se considera la acción de los

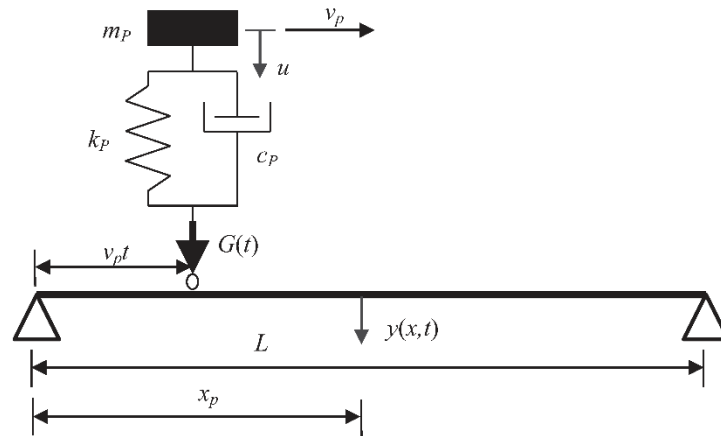


Figura 5-4. Modelo MSMD de un peatón (modificado de Caprani et al. [15])

GRFs y los armónicos de la caminata. La fuerza externa se describe de la misma forma que en el modelo de carga externa (Ec. (11)).

Los modelos SMD requieren de dos parámetros sensibles y, en algunos casos, imprecisos dada la intra-variabilidad de la caminata de los peatones ( $k_p$  y  $c_p$ ). Sin embargo, en la literatura se reportan valores de rigidez y amortiguamiento equivalentes del cuerpo humano [88,92–94]; en la Tabla 5-2, tomada de Gómez et al. [93], se presentan algunos valores de rigidez y amortiguamiento reportados. Por otro lado, Ahmadi et al. [80] presentan una formulación basada en distribuciones normales ajustada con datos experimentales de rigidez y amortiguamiento, donde se define  $k_p = m_p(2\pi f_p)^2$  y  $c_p = 4\pi m_p \zeta_p f_p$ .

Tabla 5-2. Valores de rigidez y amortiguamiento equivalente del cuerpo humano, tomados de Gómez et al. [93].

Referencia	Superficie	$m_p$ (kg)	$c_p$ (kg s <sup>-1</sup> )	$k_p$ (Nm <sup>-1</sup> )
Siegler et al., [95]	Rígida	-	-	21850
Pandy & Berme, [96]	Rígida	-	-	12000
Lee & Farley, [97]	Rígida	-	-	12000-34500
Fanning et al., [94]	Móvil	-	800	5000-10000
Geyer et al., [98]	Rígida	81±3.5	-	14000
Caprani et al., [70]	Rígida	73.9±15.67	775.73	22500±2250
Kim & Park, [99]	Rígida	-	-	14000-28000
da Silva et al., [90]	Rígida	63.82	867.06±66.41	16684.66±1765.29
Shahabpoor et al., [88]	Móvil	70	665-792	20900-24870
Zhang et al., [100]	Móvil	73	521	10600
Toso et al., [92]	Rígida	77.53	581.26[294-1719] ±245.95	8126.39 [1000- 22874]±4431.09
Gomez et al., [101]	Rígida/Móvil	56-97	212.5-501.4	14000-20000

El sistema de Ecs. (14) describe el movimiento del modelo acoplado puente-peatón, donde se aplica una carga  $G(t)$  en la posición  $x_p$ , que incluye las GRF del peatón y los armónicos de la caminata. El SMD que representa la dinámica del peatón interactúa a través de  $m_p$ ,  $c_p$  y  $k_p$ , en respuesta a las vibraciones de la estructura. Donde  $G(t) = W \sum_{k=0}^r \eta_k \cos(2\pi k f_p t + \varphi_k)$  y  $f_p$  es la frecuencia de paso del peatón.

$$\begin{cases} M_n \ddot{Y}_n(t) + C_n \dot{Y}_n(t) + K_n Y_n(t) = \phi_n(x_p) (G(t) - m_p \ddot{u}_p(t)) \\ m_p \ddot{u}_p(t) + c_p (\dot{u}_p(t) - \phi_n(x_p) \dot{Y}(t)) + k_p (u_p(t) - \phi_n(x_p) Y(t)) = 0 \end{cases} \quad (14)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_p \Phi(x_p) \\ m_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{Y}}(t) \\ \ddot{u}_p(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ -c_p \Phi(x_p) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{Y}}(t) \\ \dot{u}_p(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} \\ -k_p \Phi(x_p) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{Y}(t) \\ u_p(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Phi(x_p) G(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (15)$$

El modelo MSMD modifica las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento en función de su posición en la estructura, por lo tanto, para identificar la frecuencia predominante en el trayecto del modelo, se determinaron las propiedades modales instantáneas a partir de la representación de espacio de estados que se muestra en la Ec. (16). La representación en espacio de estados puede expresarse como se muestra en la Ec. (17).

$$\mathbf{v} = \begin{bmatrix} \mathbf{U} \\ \dot{\mathbf{U}} \end{bmatrix}, \mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}, \mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{F}(\mathbf{t}) \end{bmatrix} \quad (16)$$

$$\dot{\mathbf{v}} = \mathbf{A}\mathbf{v} + \mathbf{B} \quad (17)$$

$$\mathbf{A}\phi = \lambda\phi \quad (18)$$

De la solución del problema de valores propios (Ec. (18)), se obtiene la frecuencia instantánea  $f_i$  del sistema, como se muestra en la Ec. (19).  $f_i$  está en función del tiempo ya que las matrices  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{K}$  y  $\mathbf{C}$  varían en el tiempo.

$$f_i = \frac{1}{2\pi} |\lambda_i| \quad (19)$$

- Modelo MSMD pulso-discreto

Al igual que en la formulación del modelo de carga externa, se propone una modificación al modelo MSMD en el que se considera que el SMD se desplaza de acuerdo con unas posiciones predefinidas en función de la frecuencia y longitud de paso, por lo tanto, se consideran las fases de la caminata (fase de apoyo simple y doble, y balanceo). Al igual que en el modelo de carga externa, se incorpora la función de transición  $T(t)$  a la formulación del modelo, por lo tanto, la carga aplicada a la estructura se describe a partir de la Ec. (20). Para evitar incompatibilidad de deformaciones en el MSMD en la fase de doble apoyo, se evaluó la posición media de los puntos de apoyo ( $\tilde{x}_{12} = \frac{(x_1+x_2)}{2}$ ), por lo tanto, la ecuación del MSMD se expresa como Ec. (21). La Ec. (22) expresa de forma matricial el sistema acoplado estructura-MSMD P-D.

$$P_n(t) = \int_0^L \phi_n(x) \left( G(t) \left( T(t)\delta(x-x_1) + (1-T(t))\delta(x-x_2) \right) - m_p \ddot{u}_p(t)\delta(x-\tilde{x}_{12}) \right) dx \quad (20)$$

$$= G(t) (\phi_n(x_1)T(t) + \phi_n(x_2)(1 - T(t))) - m_p \ddot{u}_p(t) \phi_n(\tilde{x}_{12})$$

$$m_p \ddot{u}_p(t) + c_p (\dot{u}_p(t) - \phi_n(\tilde{x}_{12}) \dot{Y}(t)) + k_p (u_p(t) - \phi_n(\tilde{x}_{12}) Y(t)) \quad (21)$$

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \mathbf{M} & m_p \Phi(\tilde{x}_{12}) \\ \mathbf{0} & m_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{Y}}(t) \\ \ddot{u}_p(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{0} \\ -c_p \Phi(\tilde{x}_{12}) & c_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{Y}}(t) \\ \dot{u}_p(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{0} \\ -k_p \Phi(\tilde{x}_{12}) & k_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{Y}(t) \\ u_p(t) \end{Bmatrix} \\ = \begin{Bmatrix} \Phi(x_1)G(t)T(t) + \Phi(x_2)G(t)(1 - T(t)) \\ 0 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (22)$$

## 5.4 Caso de estudio de IHE

Para ilustrar el desempeño de los modelos analizados, se propone simular la caminata del voluntario 0393 y obtener la respuesta en aceleraciones en el punto B-8 (Figura 4-2) y en fuerzas de reacción. El voluntario de referencia es un peatón masculino de 22 años que cuenta con las siguientes características antropométricas: masa: 88.1 kg, altura: 181 cm y longitud de pie: 29 cm. De acuerdo con los resultados de los parámetros cinemáticos identificados en los EIHE, el voluntario caminó con una longitud de paso promedio de 81.3 cm. Con la finalidad de comparar las variaciones en la función de carga, en cada modelo se consideraron tres armónicos de la caminata ( $k = 3$ ). Se emplearon las propiedades dinámicas de la estructura de referencia *UV HSI Footbridge Testbed* (Tabla 5-3)

Tabla 5-3. Propiedades dinámicas de la estructura de referencia.

Descripción	Valor
Long. entre apoyos, $L_b$	12.0 m
Masa, $m_b$	5.50 ton
Frecuencia fundamental, $f_b$	3.86 Hz

- Modelo FM pulso-continuo

Para este caso de análisis, se emplearon los valores de DLFs establecidos por la ISO 10137 [33], para un  $f_p = 2.0$  Hz. Dado que el sistema se puede modelar como un sistema continuo e invariante en el tiempo (LTI), para optimizar el tiempo computacional de simulación se formuló el sistema en su representación de espacio de estados.

Los resultados de la simulación de la respuesta de la estructura sujeta al modelo FM de pulso-continuo se muestran en la Figura 5-5. El modelo logra, en general, una buena simulación de las amplitudes de aceleración, con errores en valores pico de 6.93% y *rms* de 19.95%. Por

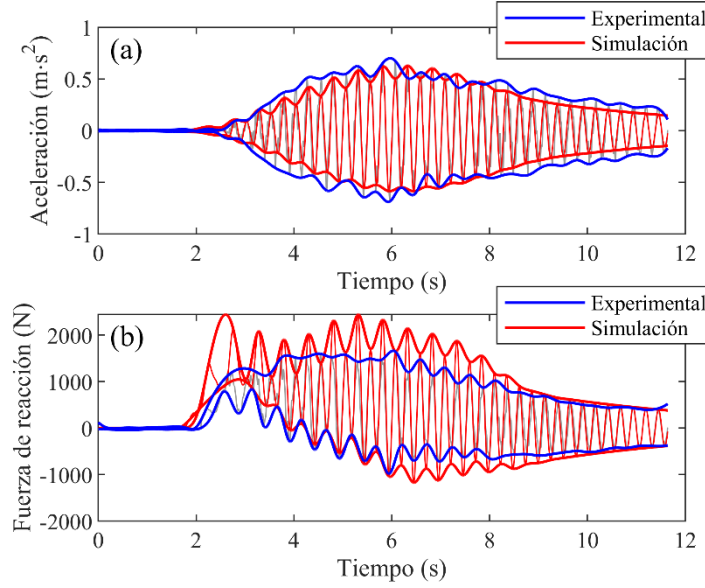


Figura 5-5. Simulación de la respuesta estructural del modelo FM P-C: (a) aceleraciones y (b) fuerzas de reacción

otro lado, las fuerzas de reacción presentan una sobrestimación con un error de aproximación en valores pico de 45.21% y *rms* de 59.35%.

- Modelo FM pulso-discreto

Dado que este modelo no cuenta con parámetros de referencia, se estimaron los valores de los DLFs equivalentes para los EIHE del sujeto 0393, a partir de una optimización no lineal de la diferencia entre las respuestas simulada y experimental. La función de optimización se describe en la Ec. (24), que relaciona la respuesta experimental ( $x_{ref}$ ) y la simulada ( $x$ ). Se incluye una restricción no lineal ( $c(x) \leq 0$ ) de proximidad de valores máximos y *rms* en donde  $c_1(x) = |\max(x_{ref}) - \max(x)|$  y  $c_2(x) = |\text{rms}(x_{ref}) - \text{rms}(x)|$ .

$$\text{error}\% = \frac{\|x_{ref} - x\|}{\|x_{ref} - \text{mean}(x_{ref})\|} * 100 \quad (23)$$

Al igual que con el modelo anterior, aunque la similitud en respuesta de aceleración es alta, con errores en valores pico de 1.51% y *rms* de 5.77%, se mantiene la sobreestimación de las fuerzas de reacción con error en valores pico y *rms* de 56.23% y 27.1%, respectivamente. Posiblemente, la sobreestimación de la respuesta en fuerza de reacciones se deba que, para lograr los niveles de vibración de los registros experimentales, la amplitud de la carga externa y/o sus armónicos sean sobredimensionados (Figura 5-6). En la Figura 5-7 se muestra la

comparación de la función de carga externa calculada a partir de los parámetros estimados por la ISO 10137 y la optimización con datos experimentales. Al comparar las GRFs de los modelos de carga externa, se evidencia que el modelo FM P-D sobredimensiona la amplitud de GRF para lograr una mejor simulación de la respuesta en aceleración.

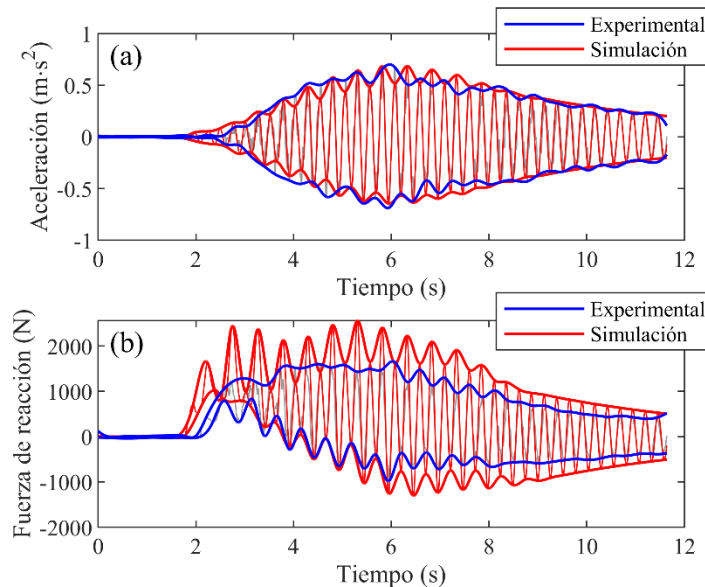


Figura 5-6. Simulación de la respuesta estructural del modelo FM P-D con optimización de DLFs: (a) aceleraciones y (b) fuerzas de reacción.

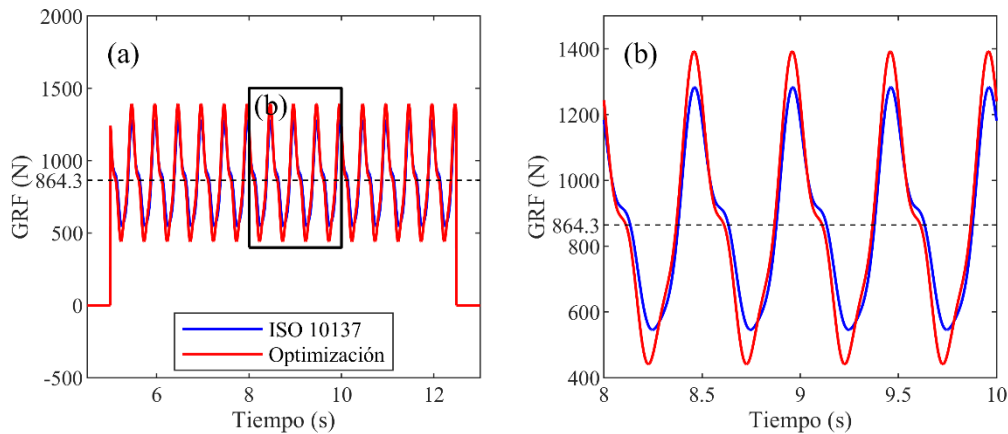


Figura 5-7. Comparación GRFs entre modelos FM P-C y P-D.

Las diferencias entre las predicciones del modelo y los datos experimentales son probablemente resultados de las limitaciones del modelo FM. Aunque los modelos de carga externa son relativamente sencillos, presentan un bajo costo computacional y, en algunos programas comerciales de diseño ya se encuentran implementados, no consideran la



influencia de la presencia del peatón en las propiedades dinámicas del sistema, o la influencia de las vibraciones sobre las GRFs. En esta investigación se muestra experimentalmente que la frecuencia predominante del sistema humano-estructura varía con respecto a la estructura vacía; otros autores [62,64,65] han concluido que, además de la frecuencia, el amortiguamiento también se ve afectado por la presencia de peatones.

- Modelo MSMD pulso-continuo

Para el modelo MSMD pulso-continuo (MSMD P-C) se emplearon las aproximaciones para la estimación de rigidez ( $k_p$ ) y amortiguamiento equivalente ( $c_p$ ) del cuerpo humano propuesta por Ahmadi et al. [80]. Los valores de  $m_p$ ,  $k_p$  y  $c_p$  se muestran en la Tabla 5-4. Al igual que en el primer modelo de carga externa, se emplearon los DLFs establecidos por la ISO 10137 [33]. A diferencia de los modelos FM, este es un sistema variante en el tiempo que modifica su masa, rigidez y amortiguamiento de acuerdo con la posición del peatón; por lo tanto, se empleó el método de integración numérica Runge-Kutta 4.

Tabla 5-4. Valores de masa, rigidez y amortiguamiento usados en el modelo SMD

Propiedad	Valor
Masa corporal, $m_p$	88.1 kg
Rigidez, $k_p$	13912 N/m
Amortiguamiento, $c_p$	4442.84 ( $\zeta_p=20\%$ )

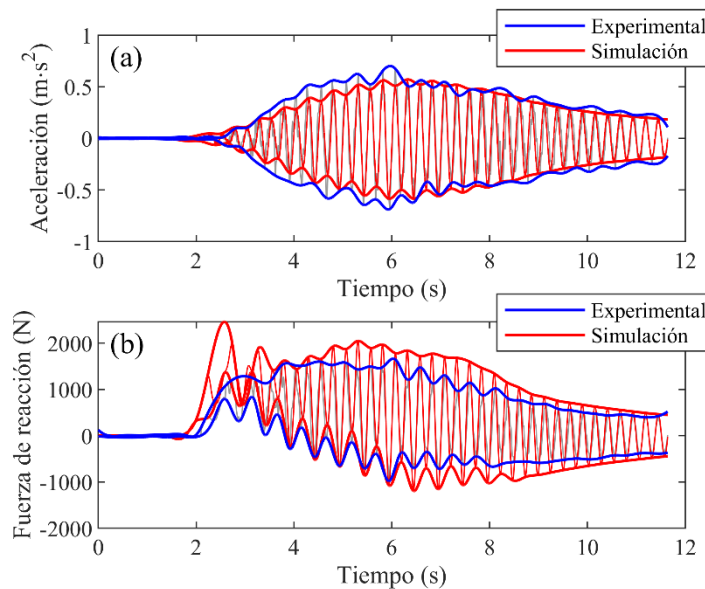


Figura 5-8. Simulación de la respuesta estructural del modelo MSMD P-C con optimización de DLFs: (a) aceleraciones y (b) fuerzas de reacción.

Al emplear los mismos DLFs establecidos por la ISO 10137 para un modelo FM, en el modelo MSMD P-C se obtiene una subestimación de la respuesta con error en aceleración pico y *rms* de 15.59% y 27.57%, respectivamente, y fuerzas de reacción en valores pico y *rms* de 24.88% y 4.23%, correspondientemente, ya que en este modelo se considera la disipación de la energía que proporciona el cuerpo humano en la estructura. Para obtener un mejor desempeño de la simulación, se estimaron los DLFs a partir de optimización no-lineal, al igual que modelo FM P-D; con lo que se obtuvieron errores en aceleración pico y *rms* de 0.59% y 2.743%, respectivamente.

- Modelo MSMD pulso-discreto

Al igual que en el modelo FM P-D, se estimaron los valores de DLFs a partir de una optimización no-lineal que minimiza el error entre la respuesta simulada y la experimental. Las propiedades del sistema SMD son las mismas reportadas en la Tabla 5-4. Los resultados de la simulación se muestran en la Figura 5-9; en este caso, la simulación de la respuesta en aceleración pico y *rms* presentan errores de 1.96% y 7.23%, respectivamente. Los porcentajes de error en la simulación de fuerzas de reacción pico y *rms* son 18.09% y 25.09%, respectivamente.

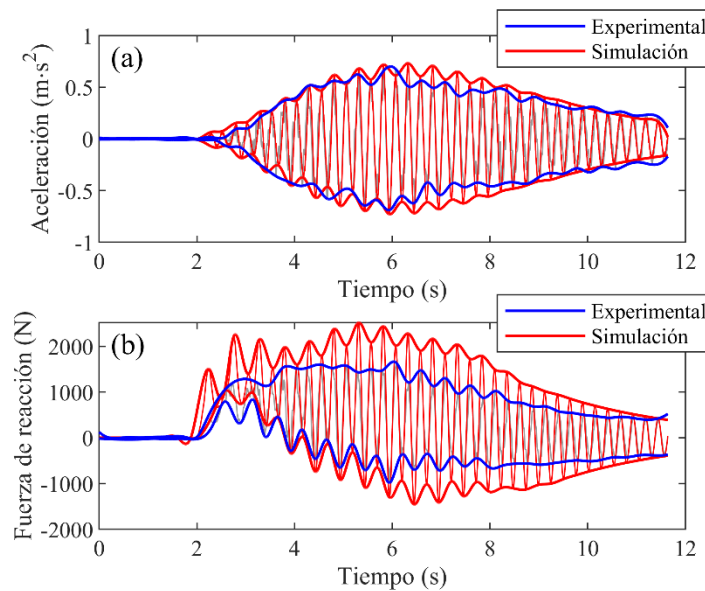


Figura 5-9. Simulación de la respuesta estructural modelo MSMD P-D optimización de DLFs: (a) aceleraciones y (b) fuerzas de reacción.

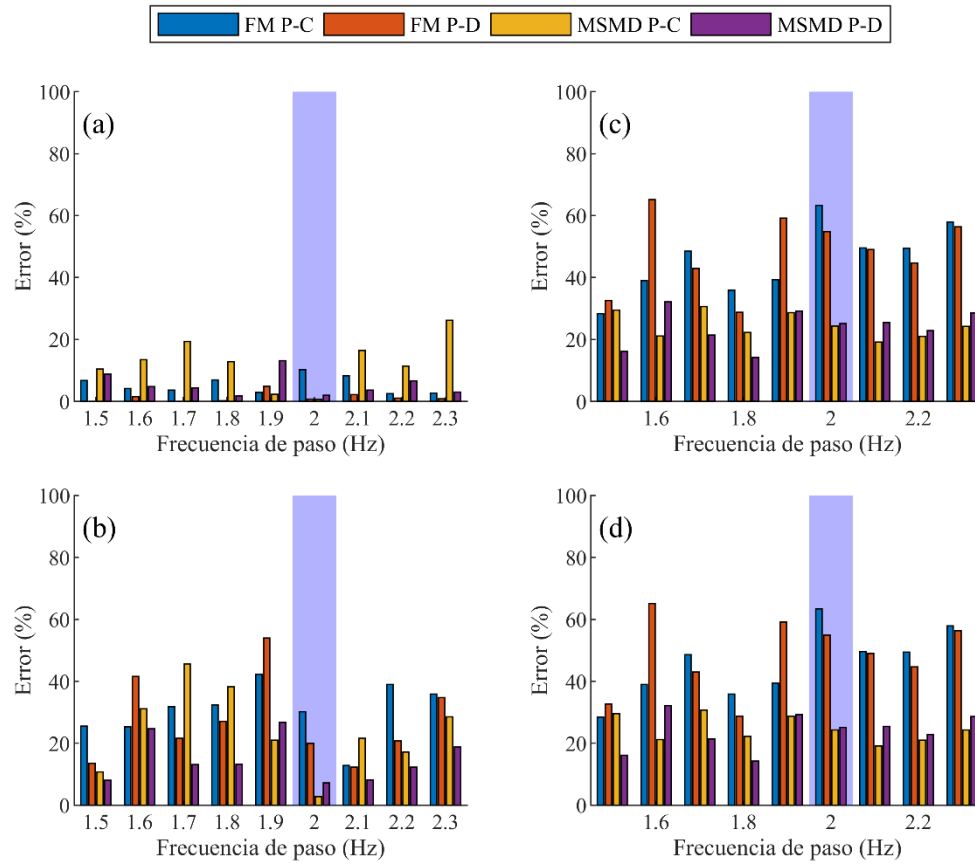


Figura 5-10. Errores en simulación con respecto a los EIHE de aceleraciones (a) pico y (b) *rms*, y fuerzas de reacción (c) pico y (d) *rms*.

Finalmente, se realizó el proceso de optimización de cada modelo para simular las frecuencias de paso evaluadas en los EIHE. La Figura 5-10 muestra los porcentajes de error con respecto a los datos experimentales, en aceleración pico y *rms*, para cada frecuencia de paso evaluada en los EIHE, para los cuatro modelos analizados en esta investigación. De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede concluir que, en promedio, los modelos que presentan menor error de aproximación en la simulación de las aceleraciones pico son los de tipo FM. El modelo tradicional FM P-C presenta un error promedio de ~5.37%, mientras que el modelo FM P-D presenta el menor porcentaje de error promedio (~1.28%) de todas las simulaciones. Aunque, en general, los modelos analizados en esta investigación presentan grandes errores (>20%), en la simulación de la respuesta de fuerzas de reacción de la estructura los modelos MSDM muestran los menores valores entre los simulados. Al analizar la frecuencia de paso de 2.0 Hz (se resalta en la Figura 5-10), se evidencia que los modelos MSMD presentan una mejor simulación (MSMD P-C, error: 0.59%; y MSMD P-D, error: 1.96%) que los modelos FM (FM P-C, error: 10.3%; y FM P-D, error: 0.76%). Posiblemente

se deba a que en esta frecuencia de paso se espera que ocurran las mayores amplitudes de respuesta y, consigo, los mayores efectos de IHE; en este caso, las propiedades dinámicas del peatón pueden afectar la respuesta, siendo la virtud principal de los modelos MSMD. Considerando que se adoptó una formulación empírica para determinar la rigidez y amortiguamiento de los sistemas SMD, la cual presenta una relación directamente proporcional a la frecuencia de paso, es posible que esta estimación de parámetros induzca el error en la simulación de la respuesta.

## Capítulo 6. Modelos de control estructural

Debido al aumento en la esbeltez y flexibilidad, los puentes peatonales modernos han aumentado su susceptibilidad a vibraciones inducidas por personas. Actualmente, la evaluación de la capacidad de servicio de los puentes peatonales es un tema de gran interés, debido a la necesidad de garantizar la comodidad de los usuarios [10]. Una alternativa para disminuir las vibraciones excesivas en estructuras son los dispositivos de control estructural que, debido a su bajo costo de implementación, en comparación con las alternativas tradicionales (reforzamiento), se han vuelto cada vez más atractivos. Sin embargo, la interacción dinámica del sistema humano-estructura representa un reto en la mitigación de vibraciones inducidas por personas. En esta sección se analizan dos alternativas de control estructural para mitigar los efectos de la IHE: *i*) un TMD pasivo y *ii*) un TMD semiactivo.

### 6.1 Amortiguador de masa sintonizado

El TMD es un dispositivo relativamente pequeño constituido, generalmente, por una masa, un resorte y un amortiguador que, por medio de transferencia de energía de vibración, permite la reducción de la respuesta dinámica de la estructura. Dada su facilidad de implementación, el diseño del TMD para satisfacer los requisitos de servicio se ha vuelto cada vez más habitual en el diseño de puentes peatonales [9,102]. Algunos ejemplos que se han reportado son: (a) *Millennium bridge* en Londres, Inglaterra [7], (b) *Solférino passerelle* en Paris, [5], (c) *Singapore Changi Airport Footbridge* [6], y puente peatonal Pedro e Inês en Coimbra, Portugal [9,48].

El diseño del amortiguador de masa sintonizado implica especificar su masa ( $m_d$ ), rigidez ( $k_d$ ) y amortiguamiento ( $c_d$ ). Diferentes autores han optimizado los parámetros de diseño del TMD para abordar diferentes tipos de carga. Soong et al. [103] presentan algunas formulaciones para estimar estos parámetros. En esta investigación se implementaron las Ecs. (25), (26) y (27) que se asocian a una óptima reducción de desplazamientos para una estructura sujeta a una carga armónica. Donde  $R_{opt}$  es la respuesta en los puntos invariantes y,  $\alpha_{opt}$  y  $\zeta_{opt}$ , son las razones optimas de sintonización y amortiguamiento del TMD

$$R_{opt} = \sqrt{1 + \frac{2}{\mu}} \quad (24)$$

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (25)$$

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3}{8} \left( \frac{\mu}{1 + \mu} \right)} \quad (26)$$

El sistema de Ecs. (28) describe el comportamiento dinámico  $y(x, t)$  de una viga simplemente apoyada de material elástico e isotrópico, de sección constante, masa constante  $m_b$  y amortiguamiento  $c_b$ , sometida a una carga  $p(x, t)$  y, la respuesta dinámica  $u_d(t)$  inercial del dispositivo TMD de masa  $m_d$ , amortiguamiento  $c_d$  y rigidez  $k_d$ , debida a las vibraciones de la estructura. En este caso, la fuerza externa  $p(x, t)$  incluye la acción de la persona y el TMD actuando sobre la estructura. Realizando una descomposición modal y expresando el sistema de ecuaciones en notación matricial se obtiene la ecuación de movimiento de la IHE controlada por un TMD (Ec. (29)).

$$\begin{cases} m_b \ddot{y}(x, t) + c_b \dot{y}(x, t) + k_b y(x, t) = p(x, t) \\ m_p \ddot{u}_p(t) + c_p (\dot{u}_p(t) - \dot{y}(x_d, t)) + k_p (u_p(t) - y(x_d, t)) = 0 \end{cases} \quad (27)$$

$$\begin{bmatrix} \hat{\mathbf{M}} & m_d \Phi(x_d) \\ \mathbf{0} & m_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{Y}}(t) \\ \dot{u}_d(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{C}} & \mathbf{0} \\ -c_d \Phi(x_d) & c_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{Y}}(t) \\ \dot{u}_d(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{K}} & \mathbf{0} \\ -k_d \Phi(x_d) & k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{Y}(t) \\ u_d(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (28)$$

## 6.2 Amortiguador semiactivo de masa sintonizado

Teóricamente, un TMD se debe sintonizar a uno de los modos de vibración de la estructura, o una de las frecuencias predominantes de la fuente de excitación. En el caso de los puentes peatonales la caminata es un foco alternativo para la implementación de estrategias de control

estructural. Matsumoto et al. [67], Kerr and Bishop [104], Bachmann et al. [3], entre otros autores [1], han establecido que las frecuencias de caminata normal se comprenden desde 1.6 hasta 2.3 Hz, aproximadamente. Las variaciones en la frecuencia de paso, además de la influencia de las personas sobre las propiedades dinámicas de la estructura, representa un problema para los dispositivos TMD pasivo. Por otro lado, los sistemas de control semiactivo, los cuales permiten modificar sus propiedades dinámicas para ajustarse a las vibraciones de la estructura, pueden considerarse una solución a esta problemática.

A partir de una extensión de las ecuaciones descritas en la anterior sección se puede definir la formulación de la respuesta dinámica de la estructura implementando un amortiguador semiactivo de masa sintonizado (STMD), que modifica su rigidez para sintonizarse a la frecuencia fundamental de la estructura o la frecuencia de excitación ( $k_s = k_s(t)$ ).

$$\begin{aligned}
 \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{M}} & m_s \Phi(x_s) \\ 0 & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{Y}}(t) \\ \ddot{z}_s(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{C}} & 0 \\ -c_s \Phi^T(x_s) & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{Y}}(t) \\ \dot{z}_s(t) \end{Bmatrix} \\
 + \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{K}} & 0 \\ -k_s(t) \Phi^T(x_s) & k_s(t) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{Y}(t) \\ z_s(t) \end{Bmatrix} \\
 = \begin{Bmatrix} -\Phi(x_L(t))F_L(t) - \Phi(x_R(t))F_R(t) \\ 0 \end{Bmatrix}
 \end{aligned} \quad (29)$$

## 6.3 Casos de estudio de control estructural

Para ilustrar el desempeño de los modelos analizados, se propone simular la reducción de la respuesta de la estructura debido a la caminata del voluntario 0393, las propiedades antropométricas y cinemáticas del peatón se especificaron en secciones anteriores. Con la finalidad de analizar la incidencia de la presencia del peatón en el desempeño de los amortiguadores, se emplearon dos modelos de IHE para simular la acción del peatón: FM pulso-discreto y MSMD de un GDL pulso-discreto. Para este caso de análisis se evaluaron tres escenarios de reducción de 10%, 35% y 60%, establecidos a partir de la Ec. (24). Las razones de masas ( $\mu$ ) correspondientes a dichos escenarios son: 0.1, 0.2 y 0.5%.

- Amortiguador de masa sintonizado

A partir de las Ecs. (26) y (27), se determinaron las propiedades dinámicas del dispositivo TMD para las tres relaciones de masa analizadas (Tabla 6-1). De acuerdo con el primer modo de vibración, se ubicó el dispositivo en la mitad de la luz ( $x=6.0$  m).

Tabla 6-1. Propiedades dinámicas de las configuraciones del dispositivo TMD analizadas.

$\mu$ (%)	$m_d$ (kg)	$k_d$ (N·m <sup>-1</sup> )	$c_d$ (Ns·m <sup>-1</sup> )	$\zeta_d$ (%)
0.10	5.5	3228.6	5.16	0.0194
0.20	11	6450.7	14.59	0.0274
0.50	27.5	16079	57.66	0.0434

La primera evaluación de la dinámica del sistema peatón-estructura-TMD se llevó a cabo empleando el modelo FM P-C, el cual es ampliamente implementado en códigos, guías de diseño y programas comerciales. Como se espera, el dispositivo TMD logra reducciones proporcionales a la relación de masas, para el escenario de cargas que se encuentra sintonizado. Las reducciones en términos de aceleraciones pico y *rms* ( $R_{\max}$  y  $R_{\text{rms}}$ , respectivamente) para una caminata a 2.0 Hz son: 13.3 y 9.6% ( $\mu=0.1\%$ ), 21.9 y 20.1% ( $\mu=0.2\%$ ) y, 42.6 y 42.6% ( $\mu=0.5\%$ ) (Figura 6-1). Sin embargo, en la Figura 6-2 se observa que el dispositivo TMD pierde eficiencia a medida que el escenario de carga se aleja de su frecuencia de sintonía e incluso incrementa la respuesta en algunos casos de carga; se resaltan los resultados obtenidos para la frecuencia de paso de 2.0 Hz. La diferencia con respecto a las reducciones esperadas (10%, 35% y 60%), se atribuye a que el valor  $R_{\text{opt}}$  se calculó para la condición de resonancia, sin embargo, en los casos analizados, el primer armónico de la caminata más cercano (4.0 Hz) no coincide con la frecuencia de sintonización del TMD (3.858 Hz).

Para la segunda evaluación se empleó el tipo de modelo MSMD con la variación P-C, ya que presenta el mejor desempeño en la frecuencia de paso en la que se esperan mayores efectos de IHE. Los resultados ilustrados en la Figura 6-3 muestran una correspondencia con la

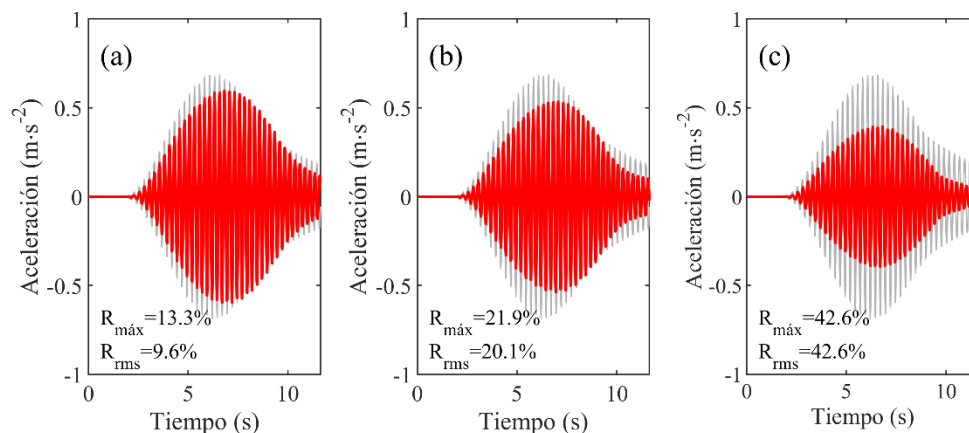


Figura 6-1. Simulación de la implementación del dispositivo TMD con relación de masas (a)  $\mu=0.1\%$ , (b)  $\mu=0.2\%$  y (c)  $\mu=0.5\%$ , con modelo FM P-C ( $f_p=2.0$  Hz).



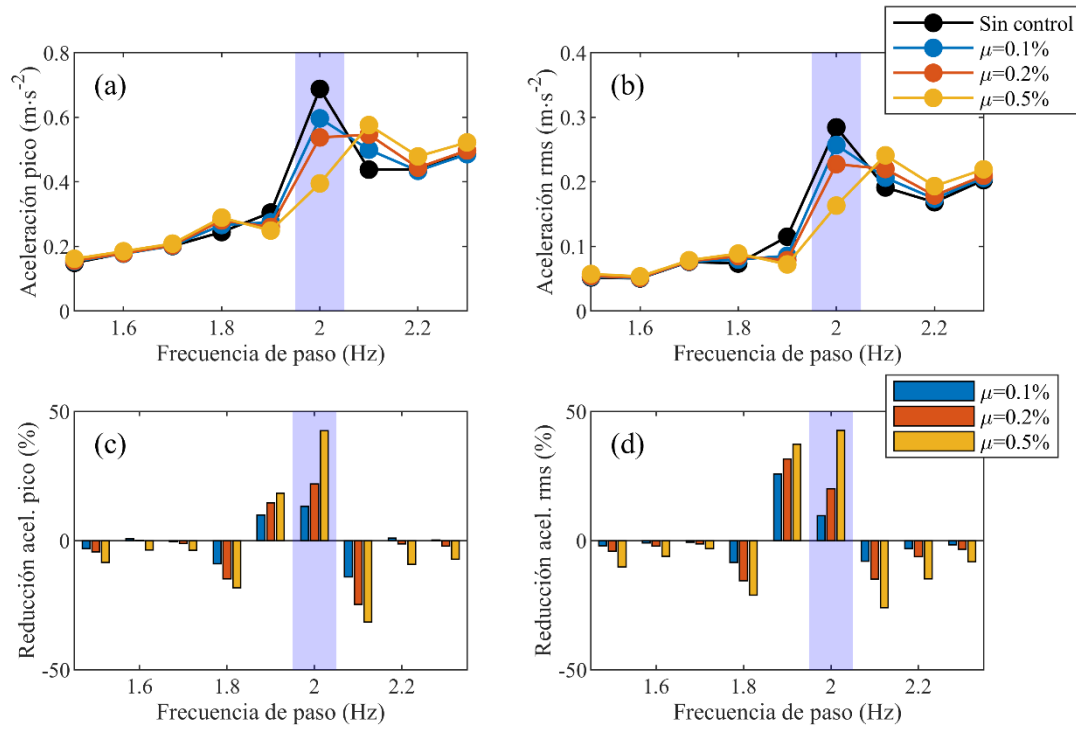


Figura 6-3. Resultados de las simulaciones con implementación del dispositivo TMD y el modelo FM P-C para diferentes frecuencias de paso: aceleraciones (a) pico y (b) *rms*, y reducciones en aceleraciones (c) pico y (d) *rms*.

primera simulación, en donde se observa una reducción proporcional a la razón de masas y una pérdida de efectividad del sistema TMD fuera de su frecuencia de operación (Figura 6-4). No obstante, se observa en la Figura 6-3 una disminución del desempeño del TMD obteniendo reducciones en aceleraciones pico desde 12.33% ( $\mu=0.1\%$ ) hasta 35.86% ( $\mu=0.5\%$ ), y en aceleraciones *rms* desde 11.36% ( $\mu=0.1\%$ ) hasta 43.28% ( $\mu=0.5\%$ ), debido a la interacción dinámica del peatón. Esto posiblemente se deba a que la frecuencia del

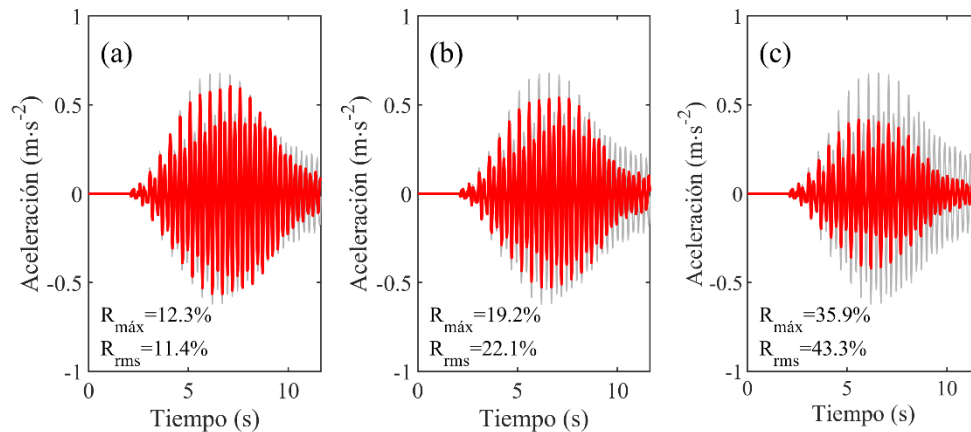


Figura 6-2. Simulación de la implementación del dispositivo TMD con relación de masas (a)  $\mu=0.1\%$ , (b)  $\mu=0.2\%$  y (c)  $\mu=0.5\%$ , con modelo MSMD P-C ( $f_p=2.0$  Hz).

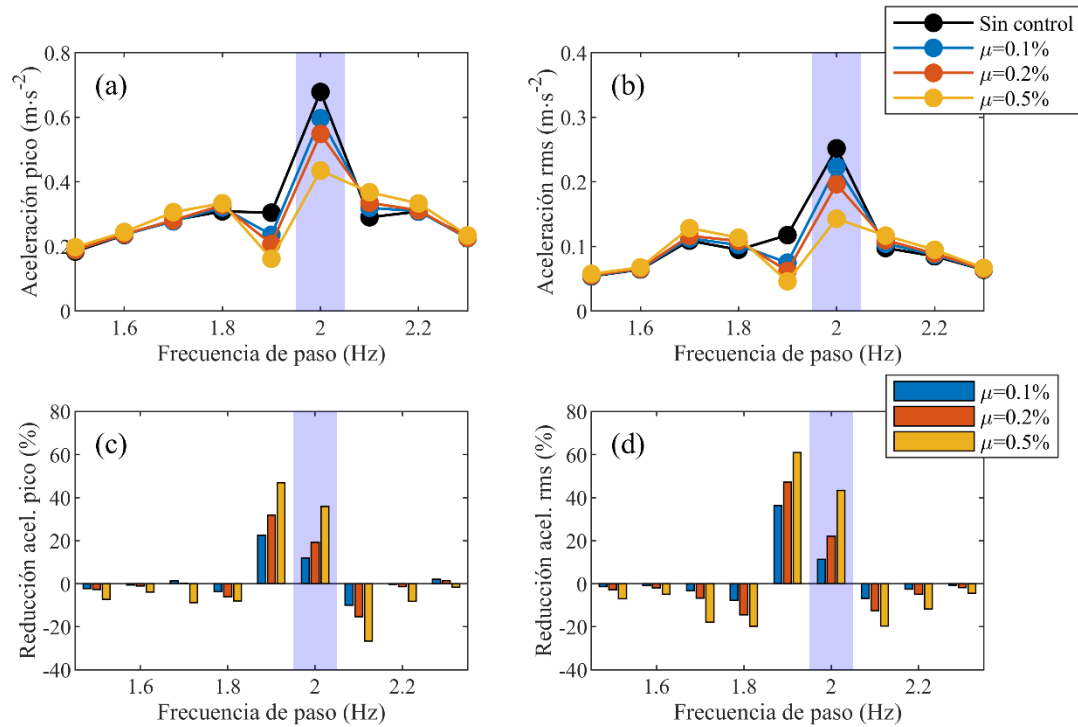


Figura 6-4. Resultados de las simulaciones con implementación del dispositivo TMD y el modelo MSMD P-C para diferentes frecuencias de paso: aceleraciones (a) pico y (b) *rms*, y reducciones en aceleraciones (c) pico y (d) *rms*.

sistema MSMD-estructura varía a lo largo del trayecto de la simulación, lo cual genera una pérdida de sintonización con el TMD y, por ende, la reducción de su desempeño. Estos resultados indican que la evaluación del desempeño del sistema TMD se ve condicionada al modelo de IHE empleado para simular los efectos.

- Amortiguador semiactivo de masa sintonizado

Se emplearon las mismas propiedades del TMD para la implementación del sistema STMD (Tabla 6-1). A diferencia del TMD, la frecuencia de sintonización del STMD es variable, lo que permite ajustar su dinámica a la frecuencia predominante en el sistema. Los efectos de las cargas antrópicas son inducidos por los armónicos de la carga, por lo cual, se sintonizó el dispositivo al primer armónico de la caminata.

Como se observa en la Figura 6-5, el sistema STMD logra un alto desempeño en todo el rango de acción del modelo FM P-C, y en la frecuencia de 2.0 Hz presenta reducciones de aceleraciones pico desde 30.91% ( $\mu=0.1\%$ ) hasta 61.5% ( $\mu=0.5\%$ ); y para aceleraciones *rms* desde 36.95% ( $\mu=0.1\%$ ) hasta 62.57% ( $\mu=0.5\%$ ).

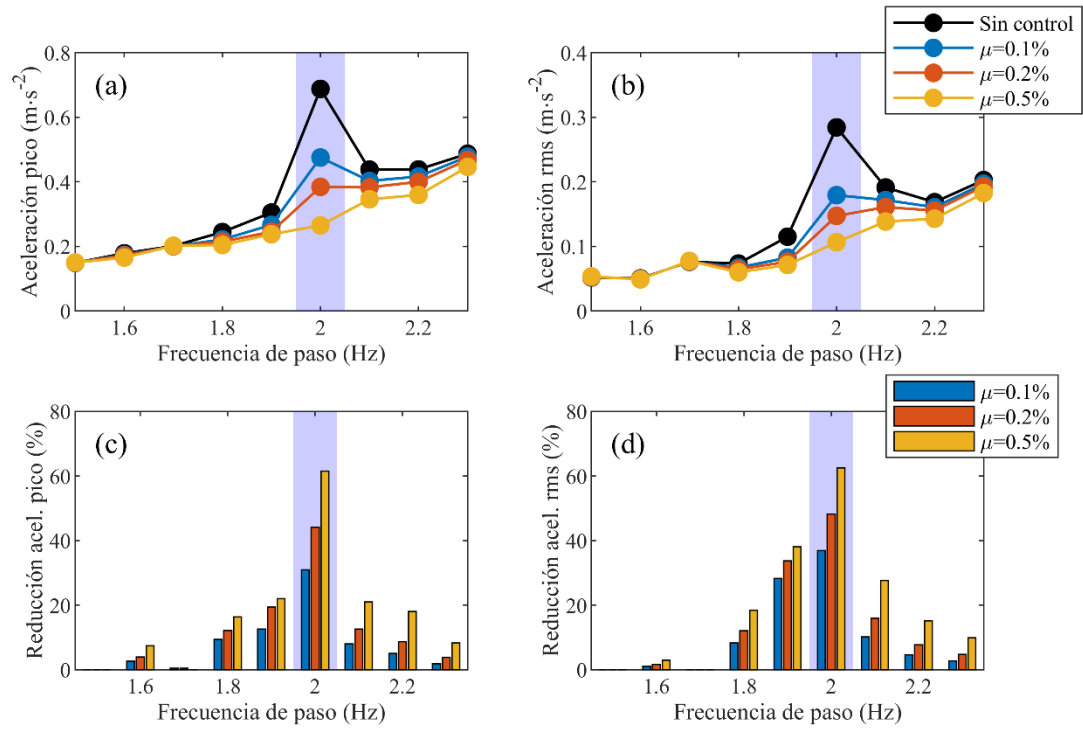


Figura 6-5. Resultados de las simulaciones con implementación del dispositivo STMD y modelo FM P-C para diferentes frecuencias de paso: aceleraciones (a) pico y (b) *rms*, y reducciones en aceleraciones (c) pico y (d) *rms*.

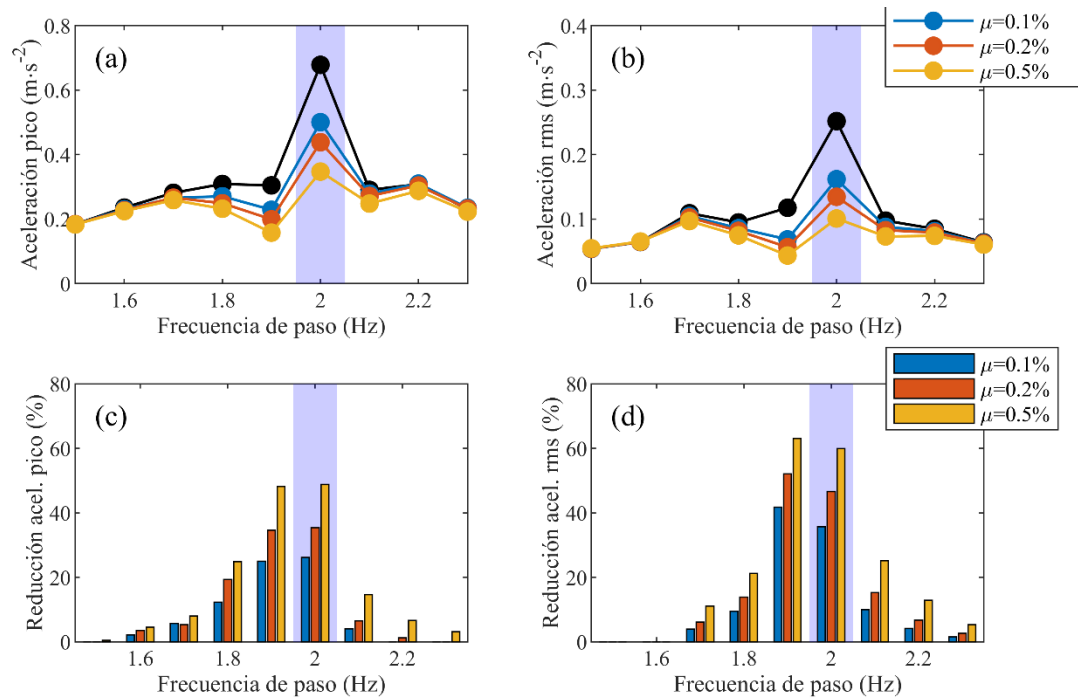


Figura 6-6. Resultados de las simulaciones con implementación del dispositivo STMD y modelo MSMD P-C para diferentes frecuencias de paso: aceleraciones (a) pico y (b) *rms*, y reducciones en aceleraciones (c) pico y (d) *rms*.

Para la simulación del STMD con el modelo MSMD P-C ocurre algo similar a lo evidenciado en el sistema TMD, debido a la variación de las propiedades del sistema acoplado MSMD-estructura, se genera una disminución en el desempeño del amortiguador (Figura 6-6). Las reducciones en términos de aceleraciones pico son de 26.22% ( $\mu=0.1\%$ ) y 48.83% ( $\mu=0.5\%$ ), y en aceleraciones *rms* 35.75% ( $\mu=0.1\%$ ) y 59.97% ( $\mu=0.5\%$ ).

## Capítulo 7. Evaluación de modelos de IHE y control estructural

### 7.1 Métrica para los modelos de IHE

Los más de 2000 registros de los EIHE llevados a cabo en el *UV HSI Footbridge Testbed*, en los que se adquirieron cuatro (4) canales de aceleraciones (3 verticales y 1 horizontal) y cuatro (4) canales de fuerzas de reacción, además de los parámetros cinemáticos identificados y el registro antropométrico de cada voluntario, se emplearon como un marco de referencia para evaluar el desempeño de modelos de IHE de un solo peatón, en la dirección vertical.

Actualmente, se reconoce que la capacidad de servicio ante vibraciones bajo excitaciones dinámicas inducidas por cargas antrópicas es uno de los criterios más relevantes el diseño de estructuras flexibles, tales como puentes peatonales [44,65,102]. La precisión de los controles de serviciabilidad se basa en las estimaciones de los escenarios de carga esperados y las propiedades dinámicas de la estructura. El desempeño de los modelos de IHE debe ser cuantificado para determinar su precisión en la predicción de la respuesta dinámica.

La metodología planteada para evaluar el desempeño de los modelos de IHE de un peatón se basa en los criterios propuestos por Spencer Jr et al. [105], quienes emplean una estructura de referencia tipo pórtico para cuantificar el desempeño de estrategias de control estructural. El desempeño de los modelos de IHE se cuantificó con base en criterios que están en función de la aceleración pico y *rms*. Generalmente, valores iguales o cercanos a cero (0.0) indican un buen desempeño del modelo.

Dado que se aborda un problema de interacción entre dos sistemas dinámicos (humano-estructura), no se establece un modelo de estructura único, sino que se presentan las

propiedades mecánicas y dinámicas del puente, además de sus características geométricas. De acuerdo con el rango de frecuencias de paso evaluadas en los EIHE, se analizaron tres de las 10 frecuencias controladas: 1.5, 2.0 y 2.3 Hz, que corresponden a los valores inferior, medio y superior, respectivamente. En principio, la métrica descrita a continuación puede ser usada individualmente con cualquiera de los voluntarios registrados, sin embargo, se evaluará el voluntario 0393 para ejemplificar su implementación.

### 7.1.1 Criterio de evaluación: respuesta RMS

El primer criterio con el que se propone evaluar los modelos de IHE de un peatón está basado en la capacidad de reproducir los desplazamientos *rms* en la estructura. Para tener una base de comparación, los registros de aceleración se integraron numéricamente para obtener los desplazamientos de la estructura. La medida adimensional de desempeño está dada por la Ec. (30), donde  $\sigma_{d_i}$  y  $\sigma_{d_{io}}$  son los desplazamientos *rms* del modelo de IHE evaluado y los datos experimentales obtenidos de los EIHE, en los puntos *i*-ésimos (*i*=2, 3 y 4) de la estructura (Figura 7-1), respectivamente. Los valores de  $\sigma_{d_{io}}$  se muestran en la Tabla 7-1.

$$J_1 = \max_{f_p} \left\{ \left| 1 - \frac{\sigma_{d_2}}{\sigma_{d_{2o}}} \right|, \left| 1 - \frac{\sigma_{d_3}}{\sigma_{d_{3o}}} \right|, \left| 1 - \frac{\sigma_{d_4}}{\sigma_{d_{4o}}} \right| \right\} \quad (30)$$

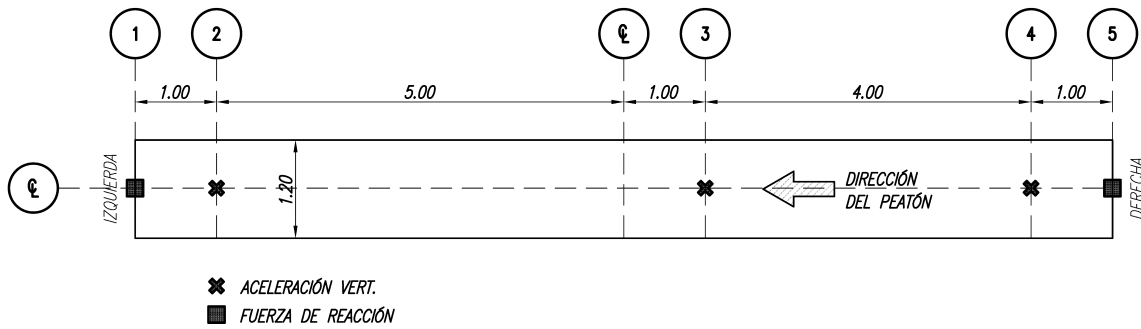


Figura 7-1. Puntos de análisis de respuesta de vibración de los modelos de IHE.

El segundo criterio corresponde a la capacidad de simular las aceleraciones *rms* absolutas, en los puntos 2, 3 y 4. La medida está dada por la Ec. (31). Donde  $\sigma_{\ddot{x}_i}$  es la aceleración *rms* del modelo de IHE evaluado en el punto *i*-ésimo (*i*=2, 3 y 4) y  $\sigma_{\ddot{x}_{io}}$  son las aceleraciones *rms* de los EIHE en los puntos correspondientes. Los valores de  $\sigma_{\ddot{x}_{io}}$  se muestran en la Tabla 7-1.

$$J_2 = \max_{f_p} \left\{ \left| 1 - \frac{\sigma_{\ddot{x}_2}}{\sigma_{\ddot{x}_{20}}} \right|, \left| 1 - \frac{\sigma_{\ddot{x}_3}}{\sigma_{\ddot{x}_{30}}} \right|, \left| 1 - \frac{\sigma_{\ddot{x}_4}}{\sigma_{\ddot{x}_{40}}} \right| \right\} \quad (31)$$

$$J_3 = \max_{f_p} \left\{ \frac{\sigma_{f_{1,5}}}{\sigma_{f_{1,50}}} \right\} \quad (32)$$

Con el tercer criterio, de igual forma que en el anterior, se evalúan el *rms* de la suma de las fuerzas de reacción en los apoyos, que simula el modelo de IHE, a través de la Ec. (32).

Tabla 7-1. Parámetros de respuesta *rms* de los EIHE del sujeto 0393.

Puntos	Frecuencia de paso, $f_p$ (Hz)								
	1.5			2.0			2.3		
	$\sigma_{d_{io}}$ (cm)	$\sigma_{\ddot{x}_{io}}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\sigma_{f_{30}}$ (N)	$\sigma_{d_{io}}$ (cm)	$\sigma_{\ddot{x}_{io}}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\sigma_{f_{30}}$ (N)	$\sigma_{d_{io}}$ (cm)	$\sigma_{\ddot{x}_{io}}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\sigma_{f_{30}}$ (N)
1,5	-	-	924.8	-	-	1390.4	-	-	1041.4
2	0.084	0.0499	-	0.0491	0.2892	-	0.0297	0.1772	-
3	0.0044	0.0335	-	0.0257	0.1693	-	0.0157	0.1428	-
4	0.005	0.0358	-	0.0285	0.1889	-	0.0178	0.1544	-

## 7.1.2 Criterio de evaluación: respuesta pico

Los criterios de evaluación  $J_4$ ,  $J_5$  y  $J_6$ , respectivamente, corresponden a la capacidad de los modelos de simular los valores máximos absolutos de las respuestas en desplazamientos, aceleraciones y fuerzas, debidos a la caminata de un peatón. En los criterios  $J_3$  y  $J_4$  se evalúan tres puntos (2, 3 y 4) de desplazamiento y aceleración pico, correspondientemente.

$$J_4 = \max_{f_p} \left[ \max_t \left\{ \frac{|d_2(t)|}{d_{20}}, \frac{|d_3(t)|}{d_{30}}, \frac{|d_4(t)|}{d_{40}} \right\} \right] \quad (33)$$

$$J_5 = \max_{f_p} \left[ \max_t \left\{ \frac{|\ddot{x}_2(t)|}{\ddot{x}_{20}}, \frac{|\ddot{x}_3(t)|}{\ddot{x}_{30}}, \frac{|\ddot{x}_4(t)|}{\ddot{x}_{40}} \right\} \right] \quad (34)$$

$$J_6 = \max_{f_p} \left\{ \max_t \left\{ \frac{f_{1,5}(t)}{f_{1,50}(t)} \right\} \right\} \quad (35)$$

Donde  $d_i(t)$  y  $\ddot{x}_i(t)$  es el desplazamiento pico y la aceleración pico, respectivamente, que ocurre en el punto  $i$ -ésimo de la estructura, durante la caminata de una persona. Los valores pico de desplazamiento ( $d_{io}(t)$ ) y aceleración ( $\ddot{x}_{io}(t)$ ) que se reportaron en los EIHE, se muestran en la Tabla 7-2. La sumatoria de las fuerzas de reacción en los apoyos se denomina  $f_{1,5}(t)$  para el modelo IHE evaluado y  $f_{1,50}(t)$  para los datos experimentales.

Tabla 7-2. Parámetros de respuesta pico de los EIHE del sujeto 0393

Puntos	Frecuencia de paso, $f_p$ (Hz)								
	1.5			2			2.3		
	$d_{io}$ (cm)	$\ddot{x}_{io}$ (m/s <sup>2</sup> )	$f_{3o}$ (N)	$d_{io}$ (cm)	$\ddot{x}_{io}$ (m/s <sup>2</sup> )	$f_{3o}$ (N)	$d_{io}$ (cm)	$\ddot{x}_{io}$ (m/s <sup>2</sup> )	$f_{3o}$ (N)
1,5	-	-	1468.5	-	-	3330.7	-	-	2881.3
2	0.0251	0.1628	-	0.1261	0.6862	-	0.0853	0.5124	-
3	0.0142	0.1151	-	0.0673	0.4767	-	0.0501	0.4240	-
4	0.0144	0.1182	-	0.0694	0.4987	-	0.0536	0.4487	-

## 7.2 Modelos de interacción humano-estructura

En la Tabla 7-3 se muestran los resultados obtenidos para cada criterio de evaluación de cada modelo de IHE analizado en esta investigación. De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede concluir que, entre los modelos evaluados, el modelo con mejor desempeño en la simulación de las cargas antrópicas y los efectos de IHE es el modelo MSMD P-C. En general, el modelo MSMD P-C obtiene los mejores valores de los criterios de evaluación, exceptuando en el  $J_4$  que hace referencia a la simulación de desplazamientos pico. No obstante, todos los modelos presentan deficiencia en la simulación de los desplazamientos, posiblemente es debido a las limitantes de las clases de modelo evaluado, donde se analiza solo el plano sagital y se idealiza la estructura como una viga simplemente apoyada. Por otro lado, dado que los desplazamientos de referencia fueron calculados a través de una integración numérica, es posible que se induzca un error de aproximación en el cálculo matemático.

Tabla 7-3. Resultados de los criterios de evaluación de la métrica de IHE.

Modelo	$J_1$	$J_2$	$J_3$	$J_4$	$J_5$	$J_6$
FM P-C	2.341	0.537	0.999	1.955	0.841	1.124
FM P-D	2.580	0.542	1.064	3.013	0.842	1.148
MSMD P-C	1.449	0.435	0.576	2.246	0.478	0.506
MSMD P-D	1.736	0.484	0.674	2.331	0.534	0.537

Con el fin de cuantificar el desempeño global de los modelos de IHE, se propone una ponderación en la Ec. (36), donde se establece que los aportes de los criterios  $J_1$  y  $J_4$  al criterio global, se reduzcan por los posibles errores en el valor de referencia.

$$J_{IHE} = 0.1J_1 + 0.2 \sum_{i=2}^5 J_i + 0.1J_6, \quad i = 2, 3, 4, 5. \quad (36)$$



Tabla 7-4. Resultados del criterio global de la métrica de IHE.

Modelo	$J_{IHE}$
FM P-C	1.213
FM P-D	1.465
MSMD P-C	0.943
MSMD P-D	1.032

Conforme a los resultados del criterio global obtenidos para cada modelo de IHE, se observa que el modelo de IHE con mejor desempeño global es el modelo MSMD P-C. Los modelos de IHE propuestos (FM P-D y MSMD P-D) presentan un desempeño inferior a su homologo con pulso continuo. Considerando que, debido a la tendencia a sintonizarse, los peatones pueden modificar la longitud de su paso a lo largo de la caminata [106], posiblemente, se indujo un error en la simulación de la respuesta establecer como constante esta variable.

### 7.3 Métrica para los modelos de control estructural

La eficiencia de los modelos de control estructural se define aquí a partir de una modificación de la métrica descrita para los modelos de IHE. Para los modelos de IHE se evalúa la similitud, mientras que para los modelos de control estructural se busca cuantificar la reducción. Dada la dinámica de la estructura, se plantea evaluar solo el punto más crítico: 3 (cercano a la mitad de la luz). Los criterios modificados ( $J_7 - J_{10}$ ) se muestran en las Ecs. (37)-(40), donde  $\sigma_{\ddot{x}_i}$  es la aceleración *rms* de la simulación con control en el punto *i*-ésimo ( $i=2, 3$  y  $4$ ) y  $\sigma_{\ddot{x}_{io}}$  son las aceleraciones *rms* de las simulaciones sin control en los puntos correspondientes.  $d_i(t)$  y  $d_{io}(t)$  son los desplazamientos pico en los puntos *i*-ésimos de la estructura para las simulaciones con control y sin control, respectivamente. Por último,  $\ddot{x}_i(t)$  y  $\ddot{x}_{io}(t)$  corresponden a las aceleraciones pico en los puntos *i*-ésimos de las simulaciones con control y sin control, correspondientemente. Generalmente, valores pequeños indican un buen desempeño del dispositivo de control.

$$J_7 = \text{mean}_{f_p} \left\{ \frac{\sigma_{d_3}}{\sigma_{d_{3o}}} \right\} \quad (37)$$

$$J_8 = \text{mean}_{f_p} \left\{ \frac{\sigma_{\ddot{x}_3}}{\sigma_{\ddot{x}_{3o}}} \right\} \quad (38)$$

$$J_9 = \text{mean}_{f_p} \left[ \max_t \left\{ \frac{|d_3(t)|}{d_{3o}} \right\} \right] \quad (39)$$

$$J_{10} = \text{mean}_{f_p} \left[ \max_t \left\{ \frac{|\ddot{x}_3(t)|}{\ddot{x}_{3o}} \right\} \right] \quad (40)$$

## 7.4 Modelos de control estructural

De acuerdo con las Tablas 7-5 a 7-8, donde se muestran los resultados de los criterios de evaluación para las estrategias de control, TMD y STMD, se concluye que la estrategia con mayor reducción es la STMD en cada caso.

Tabla 7-5. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el TMD-FM.

TMD-FM	$J_7$	$J_8$	$J_9$	$J_{10}$
0.10%	0.884	0.856	0.946	0.910
0.20%	0.866	0.835	0.924	0.882
0.50%	0.856	0.836	0.900	0.857

Tabla 7-6. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el TMD-MSMD.

TMD-MSMD	$J_7$	$J_8$	$J_9$	$J_{10}$
0.10%	1.039	0.890	0.945	0.872
0.20%	1.018	0.858	0.932	0.843
0.50%	0.983	0.802	0.902	0.810

Tabla 7-7. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el STMD-FM.

STMD-FM	$J_7$	$J_8$	$J_9$	$J_{10}$
0.10%	0.874	0.830	0.937	0.887
0.20%	0.851	0.789	0.907	0.836
0.50%	0.829	0.737	0.866	0.764

Tabla 7-8. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el STMD-MSMD.

STMD-MSMD	$J_7$	$J_8$	$J_9$	$J_{10}$
0.10%	0.995	0.796	0.924	0.827
0.20%	0.977	0.754	0.908	0.793
0.50%	0.960	0.701	0.886	0.733

Se establece un criterio global en la Ec. (41), con el fin de cuantificar un resultado general para cada modelo analizado. En la Tabla 7-9 se muestran los resultados para el criterio global, en los que se observa con mayor claridad la sobreestimación del desempeño de los dispositivos de control empleando modelos FM, que no consideran la influencia del peatón en las propiedades dinámicas de la estructura.

$$J_{control} = \max\{J_7, J_8, J_9, J_{10}\} \quad (41)$$

Tabla 7-9. Resultados de la evaluación de la métrica de control estructural para el STMD-MSMD.

$J_{control}$	TMD-FM	TMD-MSMD	STMD-FM	STMD-MSMD
0.10%	0.946	1.039	0.937	0.995
0.20%	0.924	1.018	0.907	0.977
0.50%	0.900	0.983	0.866	0.960

# Conclusiones

Los principales aportes de esta investigación se pueden resumir de la siguiente manera:

- Principalmente, esta investigación provee una extensa base datos experimentales de más de 100 voluntarios que caminan manera individual dos veces a 10 frecuencia de paso diferentes sobre una estructura de referencia (*UV HSI Footbridge Testbed*). Las aceleraciones estructurales se midieron en cuatro puntos a lo largo del puente peatonal (Figura 4-2), y las reacciones del puente peatonal se registraron utilizando celdas de carga en los cuatro apoyos del puente. Los datos se muestrearon a 256 Hz y se utilizó un filtro paso bajo anti-alias con una frecuencia de corte de 30 Hz. Además, se midieron las características antropométricas de cada voluntario para obtener el peso corporal, la altura y la longitud de los pies, también el sexo y la edad. Los datos están disponibles en <http://dx.doi.org/10.17632/93nsy33f9w.1>. A diferencia de investigaciones similares, cómo la de Živanović [25], esta campaña experimental se llevó a cabo bajo condiciones controladas de laboratorio, lo que permitió evaluar un rango más amplio de interacción dinámica para el caso de un solo peatón. Los investigadores pueden emplear esta información para validar los modelos estructurales, biomecánicos y de interacción humano-estructura.
- Las propiedades dinámicas del *UV HSI Footbridge Testbed* se identificaron a través de ensayos de vibración forzada y ambiental. La frecuencia fundamental de la estructura se identificó en  $3.86 \pm 0.01$  Hz y su forma modal correspondiente es predominantemente flexión de la losa en la dirección vertical.
- El análisis de las correlaciones entre los parámetros cinemáticos identificados con los videos de los EIHE, mostraron bajos y moderados niveles de correlación lineal (0.09-0.812), esto se asoció a los efectos dinámicos inducidos por la IHE y/o la intra-variabilidad de la caminata de las personas. Se propuso una relación lineal para

estimar la longitud de paso a partir de la velocidad de caminata. También, se estimó el coeficiente de correlación entre la frecuencia de paso identificada y la longitud de paso, el cual indica una correlación casi inexistente (0.32). Estos resultados concuerdan con lo reportado por Živanović et al. [25], donde concluye que estas variables son aleatorias e independientes.

- El análisis de los registros de vibración mostró que las mayores amplitudes de respuesta ocurrieron en el rango de frecuencias entre 1.9 y 2.2 Hz. Esto se debe a que el primer armónico de la caminata (3.0 - 4.6 Hz) coincide con la frecuencia fundamental de la estructura (3.86 Hz). A partir de la relación de las propiedades antropométricas de los voluntarios y la respuesta de la estructura, se encontró que la masa del peatón tiene una relación directa con la amplitud de la respuesta; mientras que para las voluntarias mujeres la relación es inversa. Esto podría deberse al amortiguamiento adicional inducido por las mujeres. Al analizar el contenido frecuencial de la estructura se encontró que la frecuencia predominante en el registro oscila entre los armónicos de la caminata y la frecuencia fundamental de la estructura. Al aislar las frecuencias asociadas al primer modo de vibración se encontró que el valor medio es  $3.968 \text{ Hz} \pm 0.032 \text{ Hz}$ , superior a la frecuencia fundamental de la estructura vacía (en aproximadamente 0.1 Hz).
- Se implementaron dos tipos de modelos simples que contemplan algún aspecto de la IHE: FM y MSMD. Para cada tipo de modelo se evaluaron dos aproximaciones, la primera reportada en la literatura (pulso continuo) y la segunda consiste en una propuesta que considera la longitud de paso en su formulación (pulso discreto), por lo tanto, se analizaron cuatro modelos simples: *i)* FM P-C, *ii)* FM P-D, *iii)* MSMD P-C y *iv)* MSMD P-D. Al comparar las simulaciones de los modelos codificados y los datos experimentales se encontró que, aunque los modelos tipo FM logran un buen desempeño en la simulación de la respuesta en aceleraciones pico, inducen una sobreestimación de las aceleraciones *rms* y las reacciones en los apoyos. De acuerdo con los resultados de la comparación, los modelos dinámicos (MSMD) logran un mejor desempeño en la simulación de los efectos de la IHE. Aunque los modelos FM son sencillo de modelar e implementar, omiten la influencia del peatón en las propiedades dinámicas del sistema.

- Se evaluaron dos estrategias de control estructural: una pasiva (TMD) y otra semiactiva (STMD). El TMD logra buenas reducciones en su frecuencia de sintonización, sin embargo, pierde eficiencia a medida que el escenario de carga se aleja de dicha frecuencia e incluso incrementa la respuesta en algunos casos de carga. Por otro lado, el dispositivo STMD logra reducciones en todo el rango de acción del peatón, por lo que se podría considerar la mejor estrategia para reducir las vibraciones inducidas por personas. No obstante, los modelos de control evaluados están sujetos al desempeño del modelo de IHE empleado para simular la acción del peatón.
- Como trabajos futuros se proyecta evaluar la IHE con ensayos híbridos en tiempo real, con la finalidad de permitir el análisis del comportamiento dinámico de diferentes puentes. Por otro lado, la implementación de dispositivos de control en el *UV HSI Footbridge Testbed* que permitir validar modelos para la predicción del desempeño de dispositivos de control para reducir los efectos de la IHE.

# Referencias

- [1] S. Živanović, A. Pavic, P. Reynolds, Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review, *J. Sound Vib.* 279 (2005) 1–74. doi:10.1016/j.jsv.2004.01.019.
- [2] M. Setareh, S. Gan, Vibration Testing, Analysis, and Human-Structure Interaction Studies of a Slender Footbridge, *J. Perform. Constr. Facil.* 32 (2018) 4018068.
- [3] H. Bachmann, A.J. Pretlove, J.H. Rainer, Vibrations induced by people, en: *Vib. Probl. Struct. Pract. Guidel.*, Birkhäuser Basel, Basel, 1995: pp. 1–28. doi:10.1007/978-3-0348-9231-5\_1.
- [4] V. Racic, A. Pavic, J.M.W. Brownjohn, Experimental identification and analytical modelling of human walking forces: Literature review, *J. Sound Vib.* 326 (2009) 1–49. doi:10.1016/j.jsv.2009.04.020.
- [5] Sétra, Technical Guide: Footbridges. Assesment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading, Sétra. (2006). doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.fertnstert.2012.07.231.
- [6] J.M.W. Brownjohn, P. Fok, M. Roche, P. Moyo, Long span steel pedestrian bridge at Singapore Changi Airport - Part 1: Prediction of vibration serviceability problems, *Struct. Eng.* (2004).
- [7] P. Dallard, T. Fitzpatrick, A. Flint, A. Low, R.R. Smith, M. Willford, M. Roche, London Millenium Bridge: Pedestrian-Induced Lateral Vibrations, *J. Bridg. Eng.* 6 (2001) 412–417. doi:10.1061/(ASCE)1084-0702(2001)6:6(412).
- [8] O. Bursi, A. Bonelli, B. E, S. S, L. Vulcan, Z. A, Dynamic Analysis and Vibration Control of the Twin Deck Curved Suspension Foot/Cycle Bridge “Ponte Del Mare”,

en: 2008.

- [9] E. Caetano, Á. Cunha, F. Magalhães, C. Moutinho, Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 1: Assessment of dynamic behaviour, *Eng. Struct.* 32 (2010) 1069–1081. doi:10.1016/J.ENGSTRUCT.2009.12.034.
- [10] J.F. Jimenez-Alonso, A. Saez, Recent Advances in the Serviceability Assessment of Footbridges Under Pedestrian-Induced Vibrations, *Bridg. Eng.* (2018) 61–82. doi:http://dx.doi.org/10.5772/46845.
- [11] Highway Engineering Division Ministry of Transportation and Communication, OHBDC, Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario, Canada, 1983.
- [12] B.S.I. Steel, Concrete and composite bridges—Part 2: specification for loads; appendix C: vibration serviceability requirements for foot and cycle track bridges, BS 5400, London, UK Br. Stand. Assoc. (1978).
- [13] P. Charles, W. Hoorpah, Technical Guide: Footbridges—Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading, Paris: Setra/AFGC. (2006).
- [14] E. Shahabpoor, A. Pavic, V. Racic, Structural vibration serviceability: New design framework featuring human-structure interaction, *Eng. Struct.* 136 (2017) 295–311. doi:10.1016/j.engstruct.2017.01.030.
- [15] C.C. Caprani, E. Ahmadi, Formulation of human–structure interaction system models for vertical vibration, *J. Sound Vib.* 377 (2016) 346–367. doi:10.1016/j.jsv.2016.05.015.
- [16] E. Shahabpoor, A. Pavic, V. Racic, Using MSD model to simulate human-structure interaction during walking, en: *Top. Dyn. Civ. Struct. - Proc. 31st IMAC, A Conf. Struct. Dyn. 2013*, 2013. doi:10.1007/978-1-4614-6555-3\_39.
- [17] S.P. Carroll, J.S. Owen, M.F.M. Hussein, Experimental identification of the lateral human–structure interaction mechanism and assessment of the inverted-pendulum biomechanical model, *J. Sound Vib.* 333 (2014) 5865–5884. doi:10.1016/J.JSV.2014.06.022.



- [18] M. Bocian, J. H.G. Macdonald, J. F. Burn, Modelling of self-excited vertical forces on structures due to walking pedestrians, 2011.
- [19] M. Bocian, J.H.G. Macdonald, J.F. Burn, Biomechanically inspired modelling of pedestrian-induced forces on laterally oscillating structures, *J. Sound Vib.* 331 (2012) 3914–3929. doi:10.1016/J.JSV.2012.03.023.
- [20] C.Y. Tuan, W.E. Saul, Loads due to spectator movements, *ASCE J. Struct. Eng.* (1985). doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:2(418).
- [21] S. Živanović, A. Pavić, Quantification of dynamic excitation potential of pedestrian population crossing footbridges, *Shock Vib.* (2011). doi:10.3233/SAV-2010-0562.
- [22] F. Tubino, Human-structure interaction in pedestrian bridges: A probabilistic approach, *Procedia Eng.* 199 (2017) 2883–2888. doi:10.1016/j.proeng.2017.09.584.
- [23] S. Zivanovic, A. Pavic, P. Reynolds, Probabilistic estimation of multi mode vibration response of footbridges under walking excitation, *3rd Int. Conf. Struct. Eng. Mech. Comput.* (2007).
- [24] A. Ebrahimpour, R.L. Sack, P.D. Van Kleek, Computing crowd loads using a nonlinear equation of motion, *Comput. Struct.* (1991). doi:10.1016/0045-7949(91)90268-Q.
- [25] S. Živanović, Benchmark Footbridge for Vibration Serviceability Assessment under the Vertical Component of Pedestrian Load, *J. Struct. Eng.* 138 (2012) 1193–1202. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000571.
- [26] J.M.W. Brownjohn, C. Middleton, Efficient dynamic performance assessment of a footbridge, *Proc. Inst. Civ. Eng. - Bridg. Eng.* (2005). doi:10.1680/bren.2005.158.4.185.
- [27] M. Kasperski, Vibration serviceability for pedestrian bridges, *Struct. Build.* (2006). doi:10.1680/stbu.2006.159.5.273.
- [28] E. Shahabpoor, A. Pavic, V. Racic, S. Zivanovic, Effect of group walking traffic on dynamic properties of pedestrian structures, *J. Sound Vib.* 387 (2017) 207–225.

- doi:10.1016/j.jsv.2016.10.017.
- [29] J.W. Qin, S.S. Law, Q.S. Yang, N. Yang, Pedestrian-bridge dynamic interaction, including human participation, *J. Sound Vib.* 332 (2013) 1107–1124. doi:10.1016/j.jsv.2012.09.021.
- [30] R. Lei, H. David, K. Laurence, Computational Models to Synthesize Human Walking, *J. Bionic Eng.* 3 (2006) 127–138. doi:10.1016/S1672-6529(06)60016-4.
- [31] H. Bachmann, W. Ammann, *Vibrations in structures: induced by man and machines*, Iabse, 1987.
- [32] A.C. de I.S. AIS, *Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente*, 2010. doi:10.1093/ilar.45.4.469.
- [33] K. Handa, Comments on ISO 10137 Serviceability of buildings and walkways against vibrations, *SIS EurokodNytt*. (2008).
- [34] British Standard, Appendix C: Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges, en: BS 5400 Steel, Concr. Compos. Bridg. - Part 2 Specif. loads, 2000.
- [35] Comité Européen de Normalisation, *Eurocode 5–Design of timber structures–Part 2: bridges*, (1995).
- [36] Vägverket, BRO 2004, 2004.
- [37] A.R. Ortiz, D. Gomez, P. Thomson, Characterising the human-structure interaction effect of the Olympic Stadium in Cali, Colombia, *Rev. Ing. e Investig.* (2009).
- [38] C. Butz, C. Heinemeyer, A. Keil, M. Schlaich, A. Goldack, S. Trometer, M. Lukic, B. Chabrolin, A. Lemaire, P.O. Martin, *Design of footbridges–guidelines and background document*, HIVOSS, rFS2-CT-2007-00033. (2007).
- [39] A. Ministerio de Transporte, INVIAS, *Norma Colombiana de Diseño de Puentes*, CCP 14, *Norma Colomb. Diseño Puentes*, CCP 14. Sección 10 (2014) 1–154. doi:10.1007/s13398-014-0173-7.2.
- [40] F. Caltrans, *Bridge design practice*, Calif. Dep. Transp. Sacramento, CA. (2015).

- [41] S. Castellanos-Toro, M. Marmolejo, J. Marulanda, A. Cruz, P. Thomson, Frequencies and damping ratios of bridges through Operational Modal Analysis using smartphones, *Constr. Build. Mater.* 188 (2018) 490–504. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.08.089.
- [42] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO GSDPB-2-I1 AASHTO 2015 Interim Revisions to LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges, 2015 Interim Revisions, AASHTO, 2014.
- [43] J.G.S. Da Silva, P.C.G. da S. Vellasco, S.A.L. De Andrade, L.R.O. De Lima, F.P. Figueiredo, Vibration analysis of footbridges due to vertical human loads, *Comput. Struct.* 85 (2007) 1693–1703.
- [44] K. Van Nimmen, G. Lombaert, G. De Roeck, P. Van den Broeck, The impact of vertical human-structure interaction on the response of footbridges to pedestrian excitation, *J. Sound Vib.* 402 (2017) 104–121. doi:10.1016/j.jsv.2017.05.017.
- [45] J.A. Sánchez, Puentes Peatonales De Santiago De Cali Analysis of Human-Structure Interaction in Footbridges in Santiago De Cali, *Dyna.* (2013).
- [46] J.W. Qin, S.S. Law, Q.S. Yang, N. Yang, Finite Element Analysis of Pedestrian-Bridge Dynamic Interaction, *J. Appl. Mech.* 81 (2013) 41001–41015. <http://dx.doi.org/10.1115/1.4024991>.
- [47] D. Gomez, J. Marulanda, P. Thomson, SISTEMAS DE CONTROL PARA LA PROTECCIÓN DE ESTRUCTURAS CIVILES SOMETIDAS A CARGAS DINÁMICAS, *Dyna-Colombia.* (2007). doi:10.1016/j.orthres.2004.04.001.
- [48] E. Caetano, Á. Cunha, C. Moutinho, F. Magalhães, Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 2: Implementation of tuned mass dampers, *Eng. Struct.* 32 (2010) 1082–1091.
- [49] Q. Li, J. Fan, J. Nie, Q. Li, Y. Chen, Crowd-induced random vibration of footbridge and vibration control using multiple tuned mass dampers, *J. Sound Vib.* 329 (2010) 4068–4092.

- [50] S. Gómez, P. Thomson, Control estructural analítico para un puente peatonal sometido a interacción humano-estructura, Universidad del Valle, 2015.
- [51] E. Pereira, I.M. Díaz, E.J. Hudson, P. Reynolds, Optimal control-based methodology for active vibration control of pedestrian structures, *Eng. Struct.* 80 (2014) 153–162.
- [52] J.M. Caicedo, S.J. Dyke, E.A. Johnson, Natural Excitation Technique and Eigensystem Realization Algorithm for Phase I of the IASC-ASCE Benchmark Problem: Simulated Data, *J. Eng. Mech.* 130 (2004) 49–60. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:1(49).
- [53] B. Wie, D.S. Bernstein, Benchmark problems for robust control design, *J. Guid. Control. Dyn.* 15 (1992) 1057–1059.
- [54] E.A. Johnson, H.-F. Lam, L.S. Katafygiotis, J.L. Beck, Phase I IASC-ASCE structural health monitoring benchmark problem using simulated data, *J. Eng. Mech.* 130 (2004) 3–15.
- [55] P. Tan, A.K. Agrawal, Benchmark structural control problem for a seismically excited highway bridge—part II: phase I sample control designs, *Struct. Control Heal. Monit. Off. J. Int. Assoc. Struct. Control Monit. Eur. Assoc. Control Struct.* 16 (2009) 530–548.
- [56] B.F. Spencer, S.J. Dyke, H.S. Deoskar, Benchmark problems in structural control: Part I - Active Mass Driver system, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 27 (1998) 1127–1139. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(1998110)27:11<1127::AID-EQE774>3.0.CO;2-F.
- [57] B.F. Spencer, S.J. Dyke, H.S. Deoskar, Benchmark problems in structural control, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 27 (1998) 1141–1147. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(1998110)27:11<1141::AID-EQE775>3.0.CO;2-S.
- [58] Y. Ohtori, R.E. Christenson, B.F. Spencer, S.J. Dyke, Benchmark Control Problems for Seismically Excited Nonlinear Buildings, *J. Eng. Mech.* 130 (2004) 366–385. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:4(366).
- [59] J.M. Caicedo, S.J. Dyke, S.J. Moon, L.A. Bergman, G. Turan, S. Hague, Phase II benchmark control problem for seismic response of cable-stayed bridges, *J. Struct.*

- Control. 10 (2003) 137–168. doi:10.1002/stc.23.
- [60] R. Madarshahian, J.M. Caicedo, D. Arocha Zambrana, Benchmark problem for human activity identification using floor vibrations, *Expert Syst. Appl.* 62 (2016) 263–272. doi:10.1016/j.eswa.2016.06.027.
- [61] J.M.W. Brownjohn, P. Fok, M. Roche, P. Omenzetter, Long span steel pedestrian bridge at Singapore Changi Airport - Part 2: Crowd loading tests and vibration mitigation measures, *Struct. Eng.* 82 (2004) 28–34.
- [62] S. Živanović, I.M. Diaz, A. Pavić, Influence of walking and standing crowds on structural dynamic properties, 27th IMAC Conf. (2009).
- [63] H.V. Dang, S. Živanović, Influence of low-frequency vertical vibration on walking locomotion, *J. Struct. Eng.* 142 (2016) 4016120.
- [64] K. Van Nimmen, G. Lombaert, G. De Roeck, P. Van den Broeck, Vibration serviceability of footbridges: Evaluation of the current codes of practice, *Eng. Struct.* 59 (2014) 448–461. doi:10.1016/j.engstruct.2013.11.006.
- [65] S. Živanović, Vibration serviceability of a footbridge under vertical pedestrian load, 11th Symp. Struct. Dyn. Vib. Meas. 5400 (2008) 1–14.
- [66] A.M. Panesso, J. Marulanda, P. Thomson, Experimental evaluation of vibration based damage identification techniques on a pedestrian bridge., *Dyna.* 86 (2019).
- [67] Y. Matsumoto, S. Sato, T. Nishioka, H. Shiojiri, A study on design of pedestrian over-bridges, *Trans. JSCE.* 4 (1972) 50–51.
- [68] Y. Matsumoto, Dynamic design of footbridges, *IABSE Proc.*, 1978. (1978).
- [69] D.E. Newl, Pedestrian excitation of bridges, *Proc. Inst. Mech. Eng. Part C J. Mech. Eng. Sci.* 218 (2004) 477–492.
- [70] C. Caprani, J. Keogh, P. Archbold, P. Fanning, Characteristic Vertical Response of a Footbridge Due to Crowd Loading, 2011.
- [71] P. Archbold, J. Keogh, C. Caprani, P. Fanning, A Parametric Study of Pedestrian Vertical Force Models for Dynamic Analysis of Footbridges, 2011.

- [72] B.R. Whittington, D.G. Thelen, A Simple Mass-Spring Model With Roller Feet Can Induce the Ground Reactions Observed in Human Walking, *J. Biomech. Eng.* 131 (2008) 011013. doi:10.1115/1.3005147.
- [73] P. Durán, A. Merker, G. Briceño, E. Colon, D. Line, V. Abad, K. Del Toro, S. Chahín, A. Matallana, A. Lema, M. Llano, J. Cespedes, L. Hagenäs, Colombian reference growth curves for height, weight, body mass index and head circumference, 2015. doi:10.1111/apa.13269.
- [74] D.A. Winter, *Biomechanics and Motor Control of Human Movement*, 2nd ed., Wiley New York. (1990) 386.
- [75] E.T. Ingólfsson, C. Georgakis, J. Jönsson, F. Ricciardelli, Vertical footbridge vibrations: towards an improved and codifiable response evaluation, en: *SEMC 2007 Third Int. Conf. Struct. Eng. Mech. Comput.*, Millpress, 2007.
- [76] T.T.M.E. D, M. Sc, Effect of sex and race on body mass index and percent body fat in young adults, *Nutrition*. 63–64 (2019) 9–13. doi:10.1016/j.nut.2018.10.001.
- [77] P.A. Clark, A.D. Rogol, GROWTH HORMONES AND SEX STEROID INTERACTIONS AT PUBERTY, *Endocrinol. Metab. Clin. North Am.* 25 (1996) 665–681. doi:10.1016/S0889-8529(05)70346-7.
- [78] S. Villamizar, D. Gómez, P. Thomson, Effects of human-structure interaction in slabs, *Dyna*. 81 (2014) 129. doi:10.15446/dyna.v81n184.39622.
- [79] D. Cantero, D. Hester, J. Brownjohn, Evolution of bridge frequencies and modes of vibration during truck passage, *Eng. Struct.* 152 (2017) 452–464. doi:10.1016/j.engstruct.2017.09.039.
- [80] E. Ahmadi, C.C. Caprani, A. Heidarpour, An equivalent moving force model for consideration of human-structure interaction, *Appl. Math. Model.* 51 (2017) 526–545. doi:10.1016/j.apm.2017.06.042.
- [81] H.R. H. Bachmann, A.J. Pretlove, Dynamic forces from rhythmical human body motions, en: *Vib. Probl. Struct. Pract. Guidel.*, Birkhäuser Verlag, 1995: pp. 185–190.

- [82] M. Willford, C. Field, P. Young, Improved methodologies for the prediction of footfall-induced vibration, en: Build. Integr. Solut., 2006: pp. 1–15.
- [83] J.M.W. Brownjohn, A. Pavic, P. Omenzetter, A spectral density approach for modelling continuous vertical forces on pedestrian structures due to walking, Can. J. Civ. Eng. 31 (2004) 65–77.
- [84] C. Sanz, Cinesiología de la marcha humana normal, Links. (2006) 1–14.
- [85] D.A. Winter, Biomechanics and Motor Control of Human Movement: Fourth Edition, 2009. doi:10.1002/9780470549148.
- [86] L. Ren, R.K. Jones, D. Howard, Dynamic analysis of load carriage biomechanics during level walking, J. Biomech. 38 (2005) 853–863. doi:10.1016/j.jbiomech.2004.04.030.
- [87] L. Ren, R.K. Jones, D. Howard, Predictive modelling of human walking over a complete gait cycle, J. Biomech. 40 (2007) 1567–1574. doi:10.1016/j.jbiomech.2006.07.017.
- [88] E. Shahabpoor, A. Pavic, V. Racic, Identification of mass–spring–damper model of walking humans, en: Structures, Elsevier, 2016: pp. 233–246.
- [89] K. Van Nimmen, K. Maes, S. Živanović, G. Lombaert, G. De Roeck, P. Van den Broeck, Identification and modelling of vertical human-structure interaction, en: Dyn. Civ. Struct. Vol. 2, Springer, 2015: pp. 319–330.
- [90] F.T. da Silva, H.M.B.F. Brito, R.L. Pimentel, Modeling of crowd load in vertical direction using biodynamic model for pedestrians crossing footbridges, Can. J. Civ. Eng. 40 (2013) 1196–1204.
- [91] G. Piccardo, F. Tubino, Equivalent spectral model and maximum dynamic response for the serviceability analysis of footbridges, Eng. Struct. (2012). doi:10.1016/j.engstruct.2012.03.005.
- [92] M.A. Toso, H.M. Gomes, F.T. da Silva, R.L. Pimentel, Experimentally fitted biodynamic models for pedestrian–structure interaction in walking situations, Mech.

- Syst. Signal Process. 72 (2016) 590–606.
- [93] D. Gomez, S.J. Dyke, S. Rietdyk, Structured uncertainty for a pedestrian-structure interaction model, *J. Sound Vib.* (s/f).
- [94] P. Fanning, P. Archbold, A. Pavic, A novel interactive pedestrian load model for flexible footbridges, en: *Proceeding 2005 Soc. Exp. Mech. Annu. Conf. Exp. Appl. Mech.* Portland, Oregon, June, 2005: pp. 7–9.
- [95] S. Siegler, R. Seliktar, W. Hyman, Simulation of human gait with the aid of a simple mechanical model, *J. Biomech.* 15 (1982) 415–425.
- [96] M.G. Pandy, N. Berme, Synthesis of human walking: a planar model for single support, *J. Biomech.* 21 (1988) 1053–1060.
- [97] C.R. Lee, C.T. Farley, Determinants of the center of mass trajectory in human walking and running., *J. Exp. Biol.* 201 (1998) 2935–2944.
- [98] H. Geyer, A. Seyfarth, R. Blickhan, Compliant leg behaviour explains basic dynamics of walking and running, *Proc. R. Soc. B Biol. Sci.* 273 (2006) 2861–2867.
- [99] S. Kim, S. Park, Leg stiffness increases with speed to modulate gait frequency and propulsion energy, *J. Biomech.* 44 (2011) 1253–1258.
- [100] M. Zhang, C.T. Georgakis, W. Qu, J. Chen, SMD model parameters of pedestrians for vertical human-structure interaction, en: *Dyn. Civ. Struct. Vol. 2*, Springer, 2015: pp. 311–317.
- [101] D. Gomez, S.J. Dyke, S. Rietdyk, Experimental Verification of a Substructure-Based Model to Describe Pedestrian–Bridge Interaction, *J. Bridg. Eng.* 23 (2018) 4018013.
- [102] F. Tubino, G. Piccardo, Tuned Mass Damper optimization for the mitigation of human-induced vibrations of pedestrian bridges, *Meccanica.* 50 (2015) 809–824. doi:10.1007/s11012-014-0021-z.
- [103] T.T. Soong, G.F. Dargush, *Passive energy dissipation systems in structural engineering*, Wiley, 1997.
- [104] S.C. Kerr, N.W.M. Bishop, Human induced loading on flexible staircases, *Eng. Struct.*



23 (2001) 37–45.

- [105] B.F. Spencer Jr, S.J. Dyke, H.S. Deoskar, Benchmark problems in structural control: Part I—Active mass driver system, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 27 (1998) 1127–1139.
- [106] E. Shahabpoor, A. Pavic, V. Racic, Interaction between Walking Humans and Structures in Vertical Direction: A Literature Review, *Shock Vib.* 2016 (2016). doi:10.1155/2016/3430285.